

30-0450/001

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Untersuchung
der Biegetragfähigkeit
brandbeanspruchter Bauteile
mit Vorspannung ohne Verbund

von

Dr.-Ing. Ekkehard Richter
Dipl.-Ing. Thomas Dorn
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl Kordina

Februar 1989

Die Untersuchung wurde im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Az. V 256, durchgeführt.

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-38106 Braunschweig

INHALTSVERZEICHNIS

1.	Einleitung	1
2.	Problemstellung	3
3.	Stand der Normung	4
3.1	DIN 4102	4
3.2	BS 8110	6
3.3	ACI-ASCE	7
3.4	Niederländische Norm	10
4.	Versuchskonzept	11
5.	Bauteilbrandversuche	15
5.1	Beschreibung der Versuchskörper	15
5.1.1	Versuchskörperabmessungen, verwendetes Spannverfahren	15
5.1.2	Spanngliedführung	16
5.1.3	Betonstahlbewehrung	20
5.2	Versuchskörperherstellung und Untersuchung der verwendeten Baustoffe	21
5.2.1	Beton	21
5.2.2	Betonstähle	23
5.2.3	Spannstahl	23
5.3	Meßprogramm	25
5.3.1	Temperaturmessungen	25
5.3.1.1	Brandraumtemperaturen	25
5.3.1.2	Versuchskörpertemperaturen	25
5.3.2	Kraft- und Verformungsmessungen	27
5.4	Versuchsaufbau und -durchführung	28
5.4.1	Brandraum und Brandbeanspruchung der Versuchskörper	28
5.4.2	Einbau und Belastung der Versuchskörper	29
5.4.3	Beobachtungen während der Versuche und Nachuntersuchungen	35
5.5	Versuchsergebnisse	39
5.5.1	Übersicht	39

5.5.2	Ergebnisse der Temperaturmessungen	39
5.5.2.1	Brandraumtemperaturen	39
5.5.2.2	Temperaturen im Bauteil (Spannglieder und Zulagebewehrung	39
5.5.3	Verformungen der Versuchskörper	44
5.5.4	Veränderung der Vorspannkräfte	46
6.	Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse	49
6.1	Trag- und Verformungsverhalten der untersuchten Bauteile	49
6.2	Einfluß der untersuchten Parameter auf das Tragverhalten und die Feuerwiderstandsdauer	53
6.2.1	Laststellung	53
6.2.2	Querschnittsform	54
6.2.3	Spanngliedführung	55
6.2.4	schlaaffe Bewehrung	56
6.2.5	Zusammenfassung der Einflüsse der untersuchten Parameter	56
6.3	Spannstahlspannungen und Spannstahltemperatur im Versagenszustand	58
7.	Berechnung des Tragverhaltens verbundlos vorgespannter Bauteile unter Brandbeanspruchung	63
7.1	Grundlagen	63
7.2	Ansätze für die nichtlineare Berechnung	65
7.3	Programmstruktur	67
7.4	verwendete Materialgesetze	70
7.5	Versuchsnachrechnungen	72
7.6	Rechnerische Untersuchung der Einflüsse weiterer Parameter auf die Veränderung der Spannstahlspannung	80
7.6.1	Betonfestigkeitsklasse	80
7.6.2	Bewehrungsgehalt der schlaffen Längsbewehrung	82
7.6.3	Lastausnutzungsgrad	83
7.6.4	Streckgrenze des Spannstahls, σ - ϵ -Linien nach (Ric 87)	85

8.	Bewertung der Versuchs- und Rechenergebnisse im Hinblick auf die Bemessung brandbeanspruchter Bauteile mit Vor- spannung ohne Verbund	86
8.1	Festlegung der kritischen Temperatur für verbundlose Spannglieder	86
8.2	Festlegung der für die kritische Temperatur maßgebenden Spannstahlspannung im Versagenszustand	87
8.2.1	Statisch bestimmt gelagerte Bauteile	87
8.2.2	Statisch unbestimmt gelagerte Bauteile	88
9.	Zusammenfassung	90
10.	Literatur	94
Anlagen		98

VORWORT

Mit dem vorliegenden Bericht wurde das Forschungsvorhaben "Untersuchung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund" abgeschlossen. Die Verfasser danken dem Deutschen Ausschuß für Stahlbeton für die zur Durchführung der Untersuchungen bereitgestellten Mittel.

Den Mitgliedern der Beratergruppe, den Herren

- Dr.-Ing. Hans Seiler
- Dr.-Ing. K.-T. Teichen
- Dr.-Ing. Eilhard Wölfel

gilt für ihre Mitarbeit und ihre Ratschläge unser besonderer Dank.

Die für die Herstellung der Versuchskörper benötigten Litzenspannglieder (VSL-Monolitzen) wurden von der Firma SUSPA-Spannbeton GmbH kostenlos zur Verfügung gestellt. Für diese großzügige Entlastung des Forschungsetats sei der Firma SUSPA herzlich gedankt.

Braunschweig, im Februar 1989

Die Verfasser

1. Einleitung

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wird das Tragverhalten von Biegegliedern mit Vorspannung ohne Verbund unter Brandbeanspruchung bei Annäherung an den Versagenszustand untersucht. Die angewendete Untersuchungsmethodik verbindet experimentelle und theoretisch-numerische Arbeitsweisen, die sich gegenseitig ergänzen, kontrollieren und bestätigen.

Für die brandschutztechnische Bemessung von vorgespannten Bauteilen ist nach DIN 4102 Teil 4 die kritische Temperatur des Spannstahls maßgebend. Diese Temperatur hängt im wesentlichen von der Spannstahlsorte und vom Ausnutzungsgrad der Spannglieder ab. Vorrangiges Ziel des Forschungsvorhabens ist es, die Veränderung der Vorspannkraft während der Brandbeanspruchung zu erfassen, wobei vor allem der vorhandene Ausnutzungsgrad bei Annäherung an den Versagenszustand ermittelt werden soll.

Im experimentellen Teil des Forschungsvorhabens wurden fünf Brandversuche unter Normbrandbedingungen an einachsig - ohne Verbund - vorgespannten, statisch bestimmt gelagerten Bauteilen durchgeführt. In den Versuchen wurden die Parameter Querschnittsform (balkenartig, plattenförmig), Belastung (annähernd gleichförmig verteilt bzw. Einzellast), schlaffer Bewehrungsgehalt und die Spanngliedführung (gerade bzw. parabolisch) variiert.

Anhand von Literaturstudien wurden die für Normaltemperatur entwickelten Rechenansätze zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit von verbundlos vorgespannten Bauteilen auf die Anwendung unter Berücksichtigung des Brandfalls überprüft. Es zeigte sich, daß einfache Erweiterungen der vorhandenen Rechenansätze nicht ausreichen, um das Bauteilverhalten im Brandfall zutreffend wiederzugeben.

Mit Hilfe von detaillierten computergesteuerten Analysen, die durch die Versuchsergebnisse kontrolliert wurden, wurden die wichtigsten Einflüsse auf das Tragverhalten brandbeanspruchter, verbundlos vorgespannter Bauteile aufgezeigt. Darauf aufbauend wurden dann Beurteilungs- und Bemessungskriterien für brandbeanspruchte Bauteile und Bauwerksabschnitte mit Vorspannung ohne Verbund abgeleitet.

Für die Brandversuche wurden Versuchskörper hergestellt, die mit VSL-Monolitzen vorgespannt wurden. Die VSL-Monolitzen wurden von der Firma SUSPA-Spannbeton GmbH kostenlos zur Verfügung gestellt. Für diese großzügige Entlastung des Forschungsetats sei der Firma SUSPA-Spannbeton GmbH herzlich gedankt.

2. Problemstellung

Die Bemessung und Ausführung von vorgespannten Bauteilen, bei denen die Spannglieder längsverschieblich, d.h. ohne schubfesten Verbund zum umgebenden Betonquerschnitt eingebaut werden, wird in DIN 4227 Teil 6 geregelt. Die Spannglieder, meist bestehend aus siebendrähtigen Litzen der Stahlgüte St 1570/1770 mit 100 oder 140 mm² Nennquerschnitt ($\approx 12,9$ bzw. 15,3 mm Nenndurchmesser), werden bei Vorspannung ohne Verbund (VoV) in der Regel in widerstandsfähigen Kunststoffhüllrohren aus Polyäthylen oder Polypropylen geführt, die werksseits mit einem fettartigen Dauerkorrosionsschutz gefüllt sind.

Neben anderen Vorteilen wie einfacher und schneller Verlegbarkeit, geringer Spannkraftverluste infolge Reibung durch die Wirkung der Fettschicht, Wegfall des unsicheren, arbeitsintensiven Verpreßvorgangs, wirkt sich vor allem der Dauerkorrosionsschutz günstig auf die Konstruktion aus. Infolge der Korrosionsunanfälligkeit wurde die Mindestbetondeckung der Hüllrohre in DIN 4227 Teil 6 auf 2 cm festgelegt gegenüber 3 cm für Spannglieder nach DIN 4227 Teil 1 mit nachträglichem Verbund. Die Möglichkeit, große Spanngliedexzentrizitäten zu verwirklichen, wird zusätzlich durch die geringen Durchmesser der Litzen verbessert. Besonders bei der Ausführung punktförmig gestützter Platten (Flachdecken) bietet sich daher die Verwendung der verbundlosen Vorspannung an, da bei gleicher Belastung die Konstruktionshöhe der Decken verringert und die Stützweiten vergrößert werden können.

Der Vorteil schlanker Bauteile mit VoV geht jedoch verloren, wenn die Bauteile die Brandschutzanforderungen nach DIN 4102 Teil 4 (03.87)) erfüllen müssen. Nach dem Prinzip der "kritischen Temperatur" werden insbesondere für die temperaturempfindlichen Spannstählen große Betonüberdeckungen erforderlich. Dadurch wird der innere Hebelarm der Spannkraft reduziert, d.h. die Spanngliedexzentrizität verkleinert sich und ein Verlust an Umlenkraft tritt ein.

Bei Einführung der Norm DIN 4102 lagen mangels experimenteller Untersuchungen keine verwertbaren Erkenntnisse zum Tragverhalten von Bauteilen

mit VoV vor. Bauteile mit VoV werden in dieser Norm daher wie Konstruktionen behandelt, die mit nachträglichem oder sofortigen Verbund vorgespannt werden. Die Angaben zur brandschutztechnischen Dimensionierung punktförmig gestützter Platten mit VoV wurden in DIN 4102 ebenfalls aufgrund fehlender experimenteller Ergebnisse auf der sicheren Seite liegend festgelegt /KMO 81/.

Erste experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten von Biegegliedern mit VoV /K-R 83, CAN 79, H-D 83/ zeigten qualitativ den Einfluß verschiedener Parameter auf die Veränderung der Spannstahlspannung. Gegenüber dem Gebrauchszustand wurde eine Abnahme der Vorspannkraft bei Annäherung an den Versagenszustand festgestellt. Aufgrund dieser Ergebnisse werden im vorliegenden Forschungsvorhaben systematisch die Einflüsse untersucht, die bei Annäherung an den Versagenszeitpunkt den Ausnutzungsgrad der Spannglieder bestimmen. Bei Kenntnis des im Bruchzustand bei Brandeinwirkung vorhandenen Ausnutzungsgrades der Spannglieder wird eine gezielte brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen mit VoV für den Lastfall Brand ermöglicht.

3 Stand der Normung

3.1 Deutsche Norm DIN 4102

Im Teil 4 von DIN 4102 wird die kritische Temperatur "crit T" des Bewehrungsstahls als diejenige Temperatur definiert, "bei der die Streckgrenze des Stahls auf die im Bauteil vorhandene Stahlspannung absinkt". Zur Festlegung der kritischen Temperatur ist somit die Kenntnis der zum betrachteten Zeitpunkt im Bauteil vorhandenen Stahlspannung erforderlich. Die in der Norm in Abhängigkeit von der Stahlsorte angegebenen Werte für crit T beziehen sich jeweils auf die zulässige Beanspruchung des Spannstahls bei Raumtemperatur. In Tabelle 1 der Norm ist beispielsweise für kaltgezogenen Spannstahl der Wert $\text{crit T} = 350 \text{ °C}$ einer Spannstahl-Ausnutzung $\sigma_z/\beta_z = 0,55$ zugeordnet. Bild 3.1 zeigt ein dem Anhang B 2 der

Norm entnommenes Diagramm, in dem die Abhängigkeit zwischen dem Ausnutzungsgrad des Spannstahls und der kritischen Temperatur für verschiedene Spannstahlsorten dargestellt ist.

Die gestrichelte Linie im Bild 3.1 gilt wieder für den Ausnutzungsgrad 0,55, d.h. für den nach DIN 4227 Teil 1 zulässigen Ausnutzungsgrad im Gebrauchszustand für Bauteile mit nachträglichem und sofortigem Verbund. Nach der für Vorspannung ohne Verbund gültigen Vornorm DIN 4227 Teil 6 darf die Ausnutzung der Spannglieder im Gebrauchszustand $0,7 \times \beta_z$ betragen. Aus Bild 3.1 ergibt sich für diesen Ausnutzungsgrad für Spannstahl St 1570/1770 eine kritische Temperatur von $\text{crit } T_{\text{VOV}} = 300 \text{ } ^\circ\text{C}$.

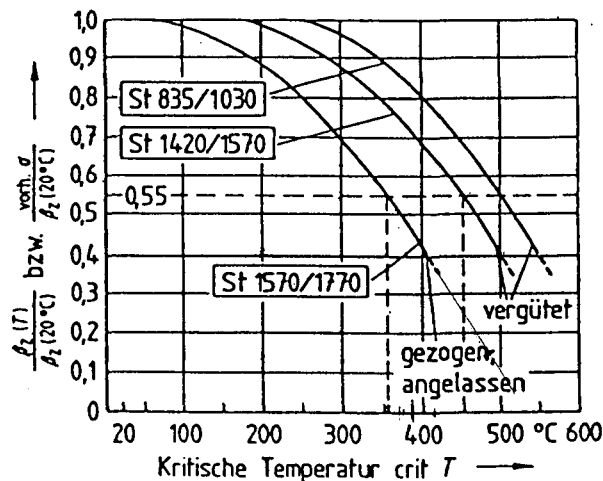


Bild 3.1: Abfall des Verhältnisses $\beta_z(T)/\beta_z(20^\circ\text{C})$ von Spannstählen in Abhängigkeit von der Temperatur (aus DIN 4102 Teil 4, Anhang B2))

Zur Klassifizierung von Spannbetonbauteilen in Feuerwiderstandsklassen wird in DIN 4102 zwischen statisch bestimmt oder unbestimmt gelagerten Balken und Platten (Flachdecken) unterschieden. In Abhängigkeit von der jeweiligen Feuerwiderstandsklasse müssen bestimmte Mindestquerschnittsabmessungen und Mindestachsabstände der Bewehrung von der beflamten Bauteiloberfläche eingehalten werden. Die angegebenen Werte für die Mindestachsabstände gelten jeweils für eine kritische Temperatur von $500 \text{ } ^\circ\text{C}$. Bei Verwendung von Stählen mit davon abweichender kritischer Temperatur (vorh. crit T) sind die Tabellenwerte jeweils um den Betrag

$$\Delta u = \frac{500 - \text{vorh. crit } T}{100} \cdot 10 \text{ (mm)}$$

zu erhöhen, d.h. für verbundlose Spannglieder mit crit $T_{VoV} = 300 \text{ °C}$ muß der Mindestachsabstand um $\Delta u = 20 \text{ mm}$ erhöht werden. Unter Berücksichtigung dieser Erhöhung ergeben sich z.B. für einen 200 mm breiten Spannbetonbalken zur Klassifizierung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" folgende Mindestachsabstände der Spannglieder:

- $u = 65 \text{ mm}$ bei statisch bestimmter Lagerung und
 $u_s = 75 \text{ mm}$ Stabanzahl
- $u = 50 \text{ mm}$ bei statisch unbestimmter Lagerung und
 $u_s = 60 \text{ mm}$ Stabanzahl $n = 3$, sofern die Stützbewehrung nach den Angaben in Abschnitt 3.3.4.0 in DIN 4102 Teil 4 ausgeführt wurde.

Für eine punktförmig gestützte Platte ohne Stützenkopfverstärkung muß nach DIN 4102 für die Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten die Mindestdicke $d = 200 \text{ mm}$ und der Mindestachsabstand der Spannglieder $u = 55 \text{ mm}$ betragen.

3.2 Britische Norm BS 8110

Angaben zur brandschutztechnischen Dimensionierung von Bauteilen mit Feuerwiderstandsanforderungen sind im Teil 2, Abschnitt 4 der britischen Norm BS 8110 enthalten. Prinzipiell kann dabei der Nachweis der vorhandenen Feuerwiderstandsdauer durch eine der drei Methoden

- Anwendung von Tabellen mit der Angabe von Mindestabmessungen und Mindestbetonüberdeckungen
- Brandversuch mit direkter Übertragung der Ergebnisse
- Berechnung (nur für biegebeanspruchte Balken und Platten)

geführt werden.

Ähnlich wie in DIN 4102 sind Tabellen getrennt für Balken und Platten vorhanden. In Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen (Einfeld- oder

Durchlaufkonstruktion) und der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer werden Mindestbauteilabmessungen und Mindestbetondeckungen der Hauptbewehrung angegeben. Die Tabellenwerte sind gültig für Spannstähle, die bei 450 °C noch 50 % ihrer Festigkeit bei Raumtemperatur besitzen. Eine Unterscheidung zwischen Spanngliedern mit oder ohne Verbund wird nicht vorgenommen.

Für einen 200 mm breiten Spannbetonträger ergeben sich für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten erforderliche Betondeckungen der Spannglieder von 45 mm bei statisch bestimmter und von 27 mm bei statisch unbestimmter Lagerung.

Angaben für Flachdecken sind in den Tabellen nicht enthalten. Die Ausführung vorgespannter Flachdecken ist in BS 8110 Teil 1 (Bemessung bei Raumtemperatur) ohnehin nicht geregelt, im Abschnitt 4.4.2 wird lediglich darauf hingewiesen, daß die Bemessung anhand spezieller Literatur erfolgen kann.

Für den Nachweis des Feuerwiderstands von Balken und Platten durch Berechnung sind in /BS 8110/ Diagramme dargestellt, die die Festigkeitsabnahme von Beton und Beton- bzw. Spannstahl bei einer Temperaturbeanspruchung vereinfacht wiedergeben (s. Bild 3.2).

3.3 Amerikanische Bestimmungen

Die in den USA gültigen Vorschriften sind in einem Report des ACI-ASCE Committee 423 für Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund festgelegt. Prinzipiell wird zwischen eingespannten und nicht eingespannten Konstruktionen unterschieden (wobei die Randbedingungen des Brandfalls zugrunde gelegt werden, demnach können fast alle Ortbetonkonstruktionen als eingespannt betrachtet werden). Der Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit kann durch Einhaltung von Mindestabmessungen und -betondeckungen oder durch Berechnung erfolgen.

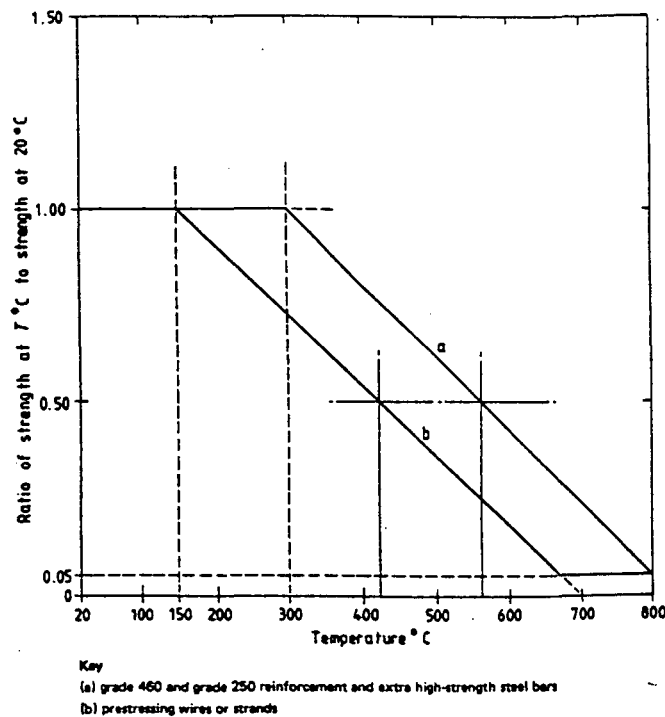


Bild 3.2: Festigkeitsabnahme bei Temperaturbeanspruchung von Beton und Spannstählen (aus /BS 8110/)

Die Tabellenwerte für Balken basieren auf der Annahme einer kritischen Temperatur des kaltgezogenen Spannstahls von $T_{crit} = 427\text{ °C}$. Für Feuerwiderstandsdauern bis zu 60 Minuten darf dieser Wert nicht überschritten werden. Bei höheren Anforderungen darf diese Temperatur frühestens nach der halben Zeit der angestrebten Feuerwiderstandsdauer oder nach einer Stunde erreicht werden (der größere Wert ist maßgebend).

Für einen 200 mm breiten Balken ist eine Betondeckung der Spannglieder von 50,8 mm (frei aufgelagert) bzw. 38,1 mm (eingespannt) einzuhalten.

Die Betondeckungen bei Platten richten sich bei statisch bestimmter Lagerung nach der Zeit bis zum Erreichen der kritischen Spannstahltemperatur von 427 °C . Für eingespannte Platten wird von der aus Brandversuchen gewonnenen Erkenntnis ausgegangen, daß sich vorgespannte Decken wie schlaff bewehrte verhalten. Die Spannstahltemperatur wird nicht begrenzt. Die Angaben über die Mindestplattendicken berücksichtigen unabhängig von den Lagerungsbedingungen, daß der Temperaturanstieg auf der feuerabgekehrten

Seite während der angestrebten Feuerwiderstandsdauer 139 °C nicht überschreiten darf. Für Platten aus Beton mit quarzitischen Zuschlägen beträgt die Minstdicke für die Feuerwiderstandsfähigkeit von 90 Minuten 10,8 cm. Die erforderliche Betondeckung der Spannglieder beträgt 32 mm (frei aufliegende Platte) bzw. 19 mm (eingespannt).

Die zur Bemessung für den Lastfall Brand angegebenen Rechenmethoden gelten für vorgespannte Bauteile unabhängig von der Art der Vorspannung. Dies wird durch Temperaturmessungen in Brandversuchen an Spanngliedern mit und ohne Verbund begründet, bei denen sich nur unwesentliche Unterschiede ergeben. Diese Versuche zeigten weiter, daß die Spannstahlspannung im Bruchzustand unter Brandeinwirkung in Abhängigkeit der Zugfestigkeit des Spannstahls bei hohen Temperaturen bestimmt werden kann. Für die Bemessung wird jedoch näherungsweise von der Annahme ausgegangen, daß die Spannstahlspannung im durch eine Brandbeanspruchung herbeigeführten Versagenszustand der Spannung im Bruchzustand bei Raumtemperatur entspricht. Demnach darf angesetzt werden:

$$f_{ps0} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300q_p} \quad [\text{N/mm}^2]$$

wobei

f_{ps0} = Spannstahlspannung im Bruchzustand im Brandfall

f_{se} = wirksame Spannung im Spannstahl nach Abzug aller Vorspannkraftverluste

f'_c = Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

q_p = Bewehrungsgrad der Spannbewehrung

Die Bemessung kann dann unter der Voraussetzung, daß die Spannkraft an keiner Stelle des Systems höher sein kann als im Bereich mit der höchsten Temperaturbeanspruchung (Feldmitte), nach dem Traglastverfahren erfolgen. Für ein Innenfeld muß der Nachweis erbracht werden, daß z.B. $M_0 = q \cdot l^2 / 8$ infolge einer Gleichlast q kleiner ist als aufn. $M = M_{\text{Feld}} + l/2 (M^1_{\text{Stütze}} + M^2_{\text{Stütze}})$.

3.4 Niederländische Vorschrift

Der Anhang 1 zu Teil H der Vornorm VB 1974 beinhaltet die niederländischen Festlegungen hinsichtlich des Brandwiderstands von Betonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund (insbesondere Deckenplatten). Der Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit kann demnach durch Berechnung nach der Plastizitätstheorie mit dem Sicherheitsbeiwert $\gamma = 1$ geführt werden. Dabei wird davon ausgegangen, daß die Spannkraft gegenüber dem Gebrauchszustand bei Raumtemperatur unverändert bleibt, da wegen der parabolischen Spanngliedführung der Spannstahl nur in einem kleinen Bereich maximal erwärmt wird. Der dadurch verursachte geringe Spannungsverlust wird durch die Deckendurchbiegung und die damit verbundene Längung des Spannstahls kompensiert.

Die Festigkeitsabnahme des Spannstahls bei zunehmender Temperatur wird durch einen schematisierten Verlauf angegeben (s. Bild 3.3). Für eine Werkvorspannung von 60 % der Zugfestigkeit ergibt sich demnach eine kritische Temperatur von 370 °C.

Zur Einhaltung dieser Temperatur sind in einer Tabelle Achsabstände der Spannglieder zur beflamten Betonoberfläche in Abhängigkeit von der Branddauer angegeben. Für Deckenplatten mit einer Feuerwiderstandsfähigkeit von 90 Minuten beträgt dieser Wert 46 mm.

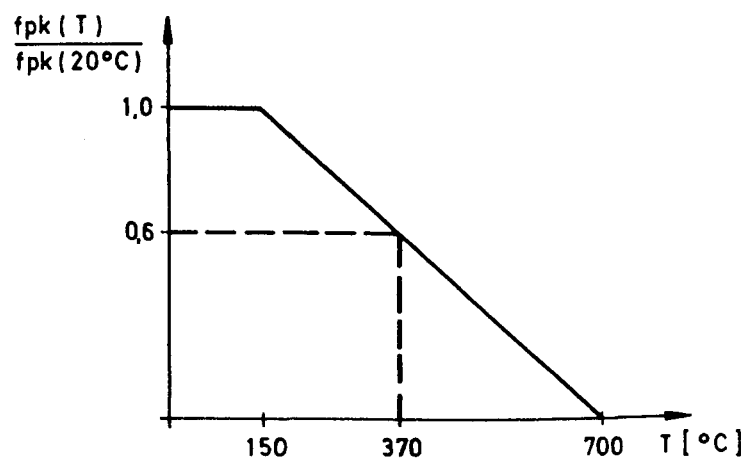


Bild 3.3: Spannstahlzugfestigkeit als Funktion der Temperatur
(aus VB 1974)

Vorschrift	zul σ_z im Gebrauchs- zustand	$\sigma_{z,u}$ im Brand- fall	crit T = f (σ_z^{Brand})	Mindestachsabstände der Spannglieder (Branddauer 90 min)		Mindestplattendicke (Branddauer 90 min)	
				Balken (b = 200 mm)			Platten
				stat. best.	stat. unbest.		
			°C	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
DIN 4102 Teil 4 (03.81)	0,7 β_z	0,7 β_z	300	$u = 65$ $u_s = 75$	$u = 50$ $u_s = 60$	$u = 55$	200
BS 8110 (Groß- britannien)	-	0,5 β_z	450	$u = u_s = 45$	$u = u_s = 27$	-	-
ACI-ASCE Committee 423 (USA)	-	$\sigma_{z,0} + 70$ $+ \frac{\beta_p}{300} \mu_z$	427	$u = u_s = 51,5$	$u = u_s = 39$	$u = 40$ (frei auflieg.) $u = 27$ (eingesp.)	108
Vorschriften Beton Teil H (Niederlande)	0,6 β_z	0,6 β_z	370	-	-	$u = 46$	-

Bild 3.4: Übersicht der Angaben in der deutschen und in internationalen Vorschriften

4. Versuchskonzept

An der im vorigen Abschnitt dargestellten Auswahl nationaler und internationaler Vorschriften wird deutlich, daß die konstruktiven Festlegungen für brandbeanspruchte Bauteile zum Teil sehr unterschiedlich formuliert sind. Dies ist vor allem auf die verschiedenen Ansätze des für die Bemessung im Brandfall maßgebenden Spannungszustands der Spannglieder zurückzuführen. Der schematisierte Verlauf der Festigkeitsabnahme bei steigenden Temperaturbeanspruchungen in den ausländischen Regelwerken führt entsprechend den dort verwendeten Spannstahlorten zu höheren kritischen Temperaturen gegenüber den nach DIN 4102 für Spannstahlstützen aus St 1570/1770 festgelegten Werten. Allen Vorschriften ist jedoch gemeinsam, daß eine im Brandfall auftretende Veränderung der Spannkraft nicht berücksichtigt bzw. als gering erachtet und daher vernachlässigt wird. Die Maße für Betondeckungen und Achsabstände der Spannglieder werden stets für kritische Temperaturen festgelegt, die der Spannstahlspannung im Gebrauchszustand bei Raumtemperatur entsprechen.

Um gesicherte theoretische Ansätze für die Berechnung bauwerkstypischer Konstruktionen mit VoV (z.B. Flachdecken) unter Brandbeanspruchung entwickeln und für die Praxis anwendbare brandschutztechnische Bemessungskriterien formulieren zu können, müssen Brandversuche und Versuchskörper so konzipiert sein, daß grundlegende Abhängigkeiten der das Tragverhalten unter Brandeinwirkung beeinflussenden Parameter gemessen und dargestellt werden können.

Bei den in /K-R 83/ und /H-D 83/ beschriebenen Brandversuchen an Plattenstreifen als Ausschnitt mehrfeldriger, durchlaufender Flachdecken wurden vor allem der Einfluß von Menge und Anordnung der zusätzlichen schlaffen Bewehrung /H-D 83/ und der Einfluß einer vorhandenen Verkehrslast gegenüber einem nur durch sein Eigengewicht belasteten Plattenstreifen /K-R 83/ untersucht. Die Ergebnisse sind u.a. durch die im Brandversuch aufgetretenen Betonabplatzungen beeinflusst und können deshalb nicht verallgemeinert werden.

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurden die Brandversuche für einachsig vorgespannte, statisch bestimmt gelagerte Biegeträger mit Vorspannung ohne Verbund konzipiert. Aufgrund der eindeutig definierten Randbedingungen erschienen diese Versuchskörper am besten geeignet, um Basisdaten für weitere theoretische Untersuchungen und damit zur Übertragung auf komplexere statische Systeme zu gewinnen.

Es wurden Versuchskörper aus Beton mit Abmessungen von $b/d/l = 20/40/520$ cm bzw. $40/20/520$ cm als Einfeldträger mit einer Stützweite von 480 cm konzipiert. Diese Maße orientierten sich an den Versuchskörperabmessungen der von Trost et al. /TCW 84/ in Aachen bei Raumtemperatur untersuchten Biegeglieder mit VoV. Durch die Anlehnung an die Versuchskörperabmessungen von /TCW 84/ wurde angestrebt, zusätzlich zumindest qualitative Aussagen zum Vergleich des Tragverhaltens bei Normaltemperatur und unter Brandbeanspruchung zu ermöglichen. Im Bild 4.1 sind die einzelnen Versuchskörper des vorliegenden Forschungsvorhabens in der Übersicht dargestellt.

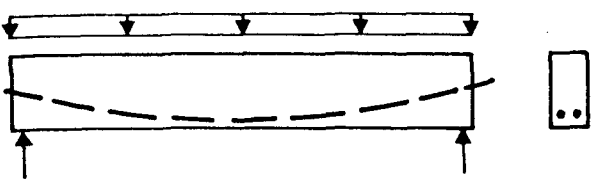
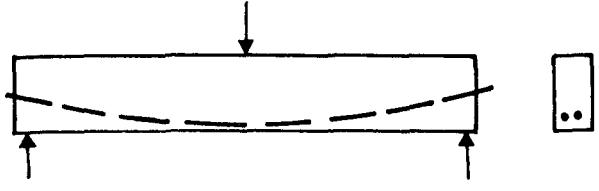
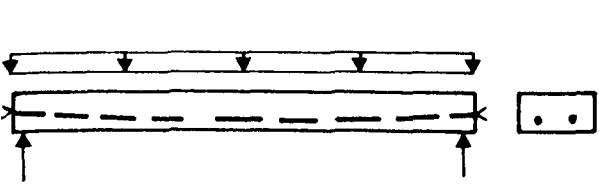
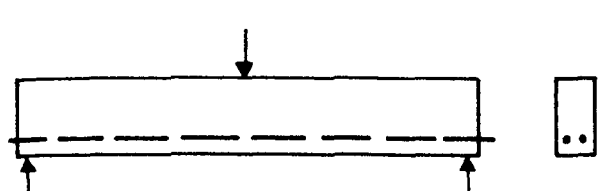
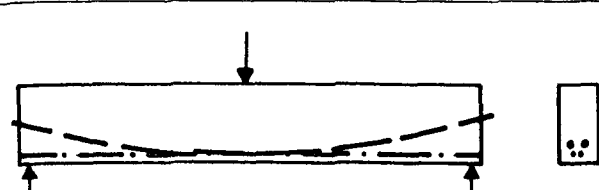
Vers. Nr.	Versuchskörper, Spanngliedführung und Belastungsanordnung (schematisch)	untersuchte Parameter
1		Rechteckquerschnitt gleichmäßig verteilte Belastung "Basisversuch"
2		Lastanordnung
3		Querschnittsform
4		Spanngliedführung
5		zusätzliche Betonstahlbewehrung
----- Spannglieder -.-.-.- schlaaffe Bewehrung		

Bild 4.1: Schematische Darstellung der Versuchskörper

Für den Basisversuch (Nr. 1 in Bild 4.1) wurde ein rechteckiger Trägerquerschnitt (20 cm breit, 40 cm hoch) mit zwei parabolisch geführten Spanngliedern unter gleichmäßig verteilter Belastung vorgesehen. Die weiteren Versuche wurden so geplant, daß der Einfluß verschiedener Para-

meter im Vergleich zum Basisversuch untersucht werden konnte:

- Mit der Veränderung der Belastungsanordnung (Versuch Nr. 2) in eine Einzellast in Feldmitte sollte der Einfluß der Rißbildung auf das Erwärmungsverhalten der Vorspannbewehrung und damit auf die Veränderung der Spannstahlspannung untersucht werden. Aus Traglastversuchen bei Normaltemperatur /TCW 84/ ist bekannt, daß sich bei Belastung durch eine Einzellast bei Annäherung des Bruchzustandes eine signifikant andere Rißverteilung einstellt (wenigere, breitere Risse).
- Im Versuch Nr. 3 wurde die Querschnittsform variiert ($b = 40 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$), der Versuchskörper wurde als Plattenstreifen ausgebildet. Dadurch sollte der Einfluß einer unterschiedlichen Erwärmung des Betonquerschnitts auf das Tragverhalten untersucht werden. Die Veränderung der Querschnittsform bedingt, daß sich auch das Verhältnis innerer Hebelarm zu Versuchskörperhöhe gegenüber den Basisversuchen änderte.
- Im vierten Versuch wurde die Spanngliedführung gezielt verändert (gerade, exzentrisch), um das Spannglied auf ganzer Länge der maximalen Erwärmung auszusetzen.
- In dem Versuchskörper Nr. 5 wurde neben der für den Transport erforderlichen konstruktiven Längsbewehrung und den Spanngliedern eine Betonstahlbewehrung (2 14) eingebaut. Damit sollte der Einfluß der schlaffen Bewehrung auf den Brandwiderstand infolge der höheren zulässigen Belastung und des veränderten Verformungsverhaltens untersucht werden.

5. Bauteilbrandversuche

5.1 Beschreibung der Versuchskörper

5.1.1 Versuchskörperabmessungen, verwendetes Spannverfahren

Es wurden fünf Versuchskörper mit der Bezeichnung VoV-1 bis VoV-5 entsprechend der in Bild 5.1 angegebenen Versuchsnummern hergestellt. In Anlehnung an die Abmessungen der in Aachen /TCW 84/ bei Traglastversuchen unter Raumtemperatur verwendeten Biegeträger mit VoV wurden Stützweite und Querschnittsabmessungen wie in Bild 5.1 angegeben festgelegt.

Versuchskörper	Länge (m)	Breite (m)	Höhe (m)	Stützweite (m)
VoV-1 VoV-2 VoV-4 VoV-5	5,20	0,20	0,40	4,80
VoV-3	5,20	0,40	0,20	4,80

Bild 5.1: Versuchskörperabmessungen

Nach /Wöl 80/ sollte das Vorspannmoment bei Konstruktionen mit VoV das Moment aus Eigengewicht zuzüglich etwa 10 bis 30 % des Moments infolge Verkehrslast kompensieren. Dementsprechend wurden die Versuchskörper jeweils mit zwei Spanngliedern vorgespannt. Verwendet wurden VSL-Monolitzen; diese Spannglieder bestehen aus Litzen St 1570/1770 mit Nenndurchmesser 15,3 mm (0,6"), die sich aus sieben kaltgezogenen Einzeldrähten zusammensetzen. Die Herstellerangaben zu diesen Spannstählen sind in Bild 5.2 aufgeführt.

VSL-Monolitze (aus sieben Einzeldrähten in PE-Hüllrohr mit Korrosionsschutzfett verpreßt)	
Stahlgüte	St 1570/1770
Litze	Ø 15,3 mm (0,6")
Einzeldraht	Ø 5 mm
Querschnitt	$A_z = 140 \text{ mm}^2$
Reibungszahl	$\mu = 0,06$
ungewollter Umlenkwinkel	$\beta = 0,5^\circ/\text{m}$
E-Modul	195.000 N/mm ²
Vorspannkraft bei zulässiger Spannung nach DIN 4227 Teil 6:	
während des Anspannens	zul $Z_v = 185,9 \text{ kN}$ ($\cong 0,75 \beta_z$)
im Gebrauchszustand	zul $Z_v = 173,5 \text{ kN}$ ($\cong 0,7 \beta_z$)

Bild 5.2: Technische Angaben zu den Spannstählen

5.1.2 Spanngliedführung

Maßgebend für die Betondeckung der Spannglieder und damit weitgehend für die Spanngliedführung sind die Forderungen der Brandschutzbestimmungen. Für Feuerwiderstandsdauern von größer oder gleich 30 Minuten werden die in DIN 4102 Teil 4 für Spannbetonträger vorgeschriebenen Achsabstände der Spannglieder größer als die entsprechenden Werte nach DIN 4227 Teil 6 bzw. der Zulassung des Spannverfahrens (s. Abschnitt 3.1). Unter Zugrundelegung der im Gebrauchszustand vorhandenen Spannstahlspannung $\sigma_z = 0,7 \beta_z$ ergibt sich die kritische Temperatur der Spannglieder zu $T_{crit} = 300^\circ\text{C}$ (s. Abschnitt 3.1). Um diese kritische Temperatur im Spannglied nicht zu überschreiten, müssen bei Anordnung von zwei Spanngliedern die in Bild 5.3 zusammengestellten Mindestachsabstände eingehalten werden.

Neben der Einhaltung der erforderlichen Achsabstände der Spannglieder stellte die Anordnung der Ankerkörper einen weiteren Zwangspunkt bei der Festlegung der Spanngliedführung dar. In der Zulassung des Spannverfahrens werden in horizontaler Richtung Mindestachsabstände der Verankerungen von 110 mm untereinander und ein Randabstand von 75 mm vorgeschrieben. Zur Einhaltung der Randabstände wurde bei den 200 mm breiten Ver-

	Feuerwiderstandsdauer		
	F 60	F 90	F 120
stat. best. Lagerung Stabanzahl $n = 2$			
$b = 200 \text{ mm}$ u (mm)	50	65	85
u_s (mm)	70	85	95
$b = 400 \text{ mm}$ u (mm)	45	55	67,5
u_s (mm)	65	85	97,5
punktförmig gestützte Platte u (mm)	45	55	65

Bild 5.3: Erforderliche Achsabstände der Spannglieder nach DIN 4102
Teil 4, Tabelle 5 bzw. 13

suchskörpern im Verankerungsbereich der Betonquerschnitt entsprechend verbreitert (s. Anlage); im Feldquerschnitt wurde der für die Feuerwiderstandsklasse F 90 erforderliche seitliche Mindestachsabstand der Spannglieder von 85 mm auf 45 mm reduziert. Für die Balken mit $b = 200 \text{ mm}$ bzw. $b = 400 \text{ mm}$ ergaben sich damit folgende Achsabstände:

Balkenbreite $b = 200 \text{ mm}$: $u = 65 \text{ mm}$, $u_s = 45 \text{ mm}$

Balkenbreite $b = 400 \text{ mm}$: $u = 65 \text{ mm}$, $u_s = 100 \text{ mm}$

Die daraus resultierende Spanngliedführung der Versuchskörper ist in Bild 5.4 dargestellt.

Nach den Angaben in DIN 4102 Teil 4 wären aufgrund der vorhandenen Achsabstände der Spannglieder Versagenszeiten der Versuchskörper im Brandversuch von 55 bis 60 Minuten für die 200 mm breiten und von ca. 90 Minuten für den 400 mm breiten Träger zu erwarten.

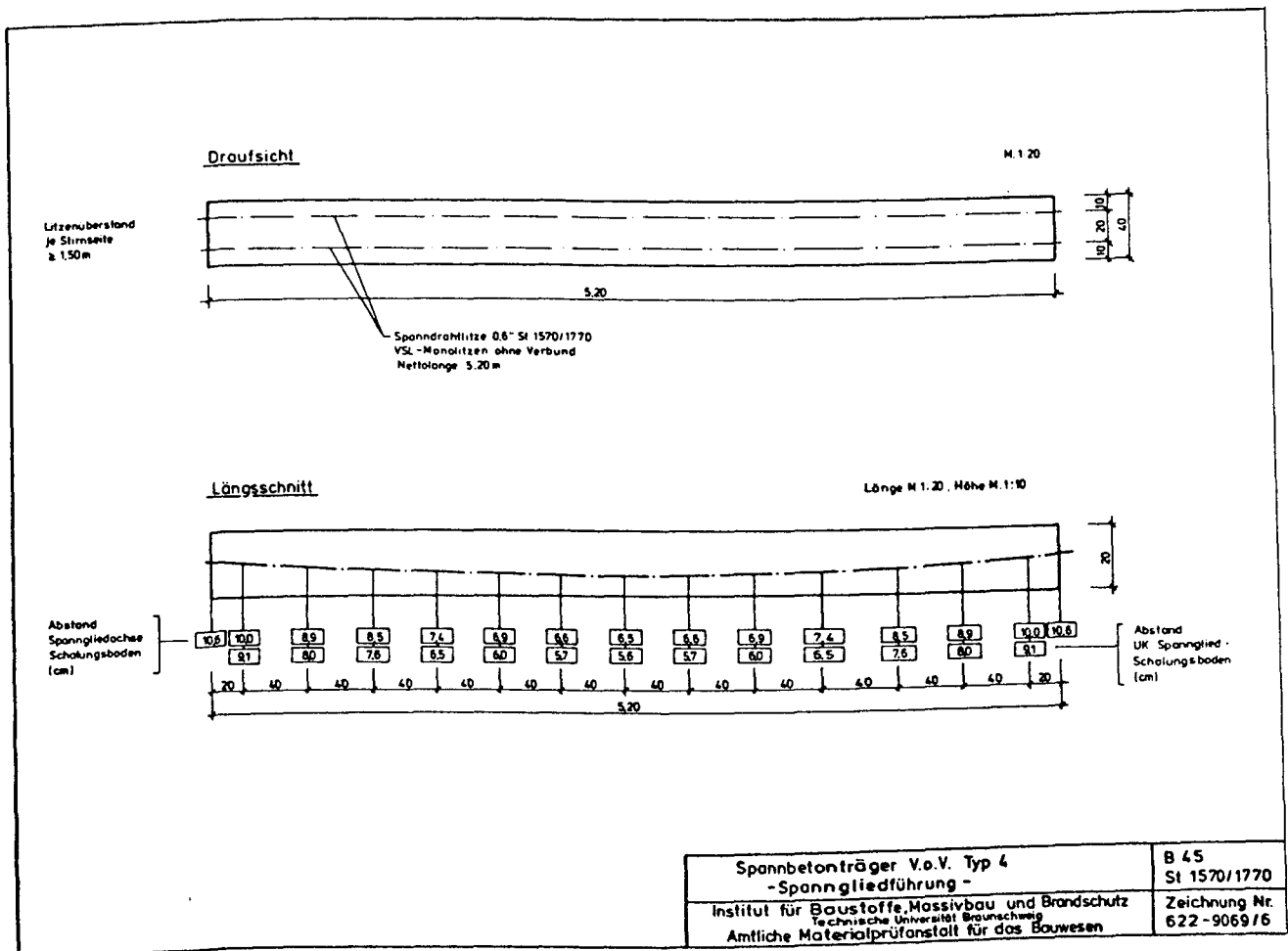
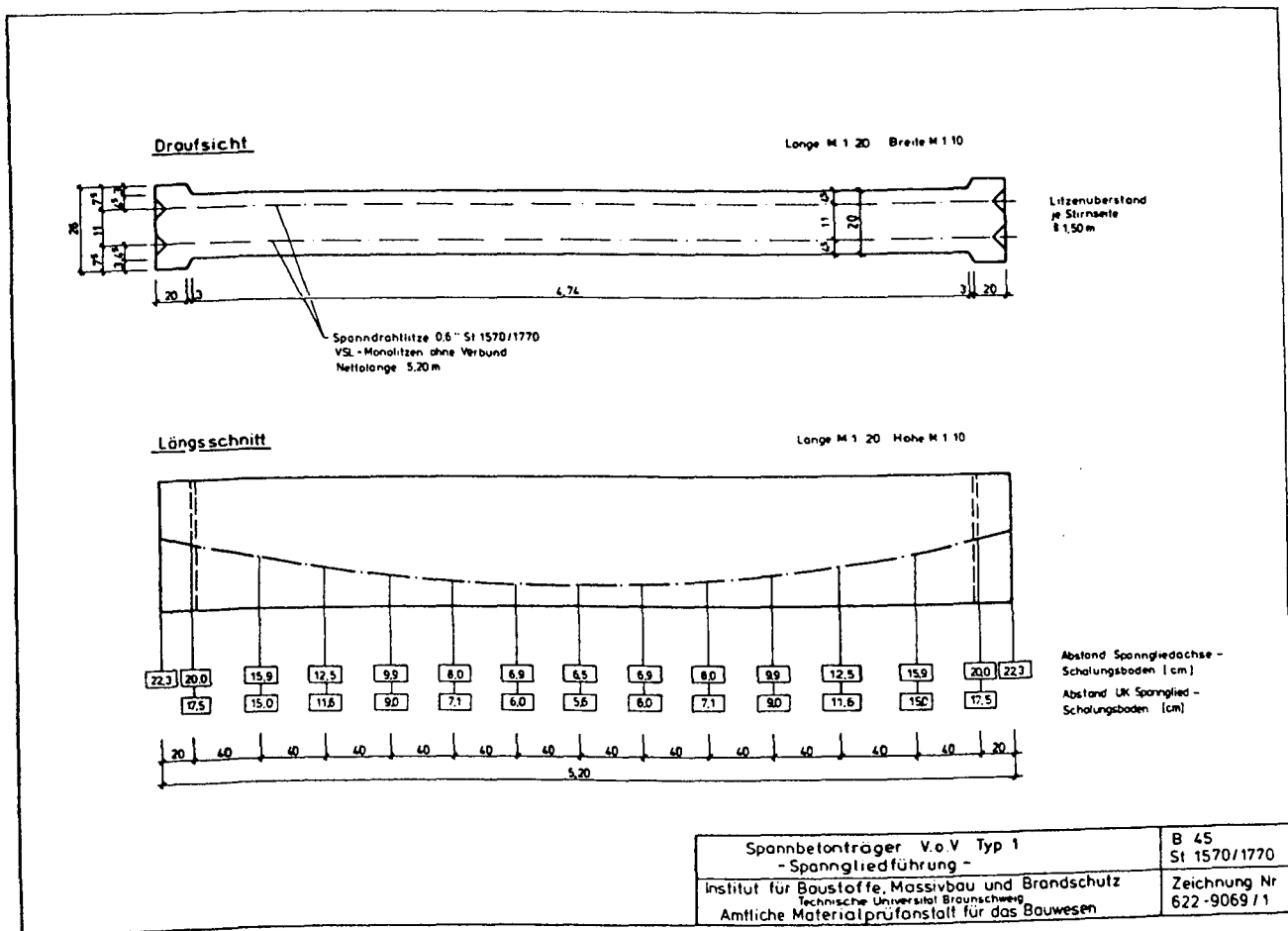
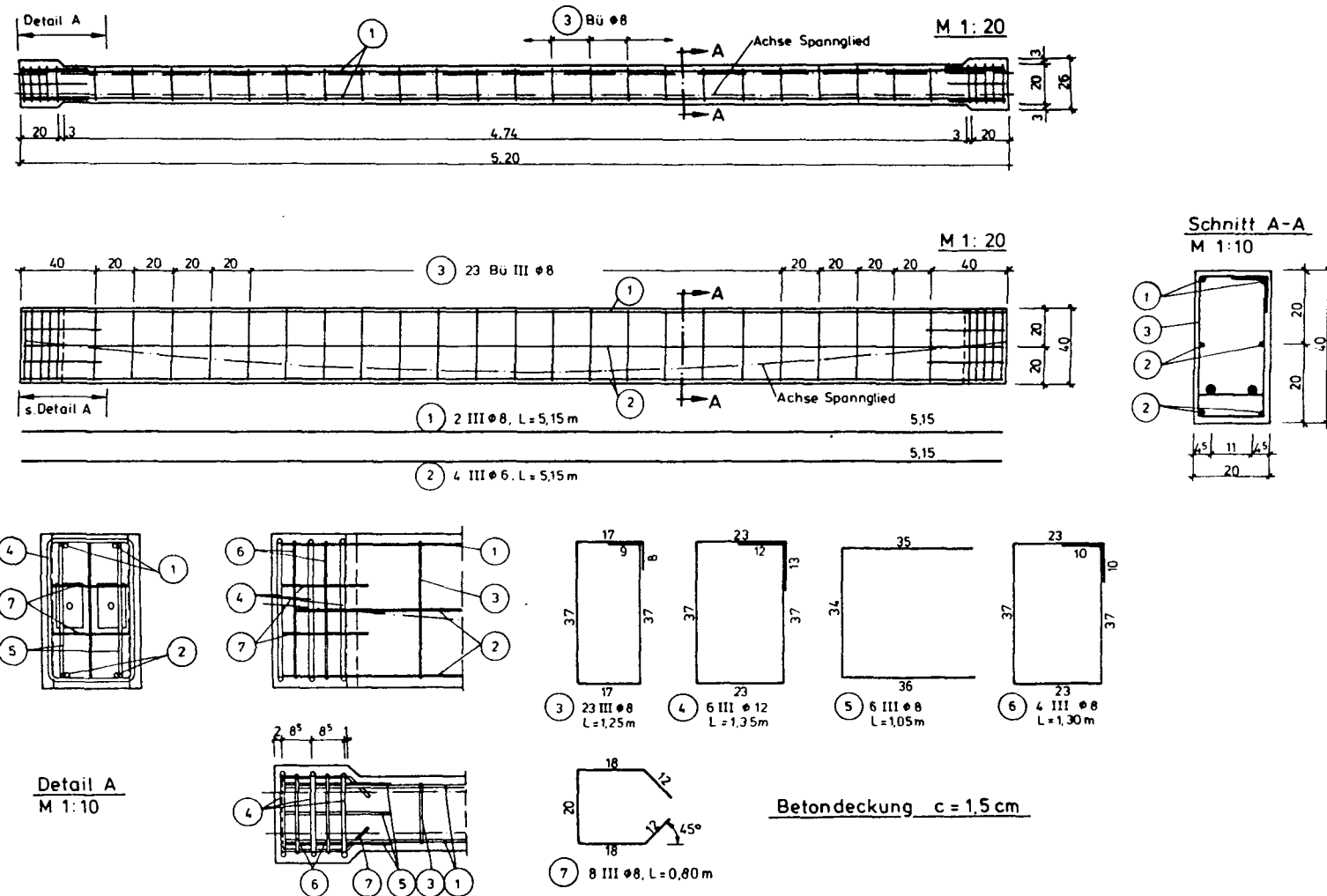


Bild 5.4: Spannträgerführung

Bild 5.5: Bewehrungsplan für die schlaaffe Bewehrung des Versuchskörpers



Spannbetontträger V.o.V. Typ 1 -schlaife Bewehrung-	B 45 BSt 420/500
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	Zeichnung Nr. 622-9069/2

5.1.3 Betonstahlbewehrung

Um den Einfluß der schlaffen Längsbewehrung auf das Tragverhalten der Versuchskörper im Brandfall zu minimieren, wurde abweichend von der bei Normaltemperatur nach DIN 4227 Teil 6 geforderten Bewehrung zur Beschränkung der Rißbreiten nur die Mindestlängsbewehrung (ϕ 6/20 cm, seitlich und unten) sowie eine obere Bewehrung von 2 ϕ 8 für den Transport im nicht vorgespannten Zustand eingebaut. Um ein Schubversagen mit Sicherheit auszuschließen, wurde eine Verbügelung aus Bügeln ϕ 8, $a = 20$ cm bzw. ϕ 8, $a = 30$ cm (400 mm breiter Träger) vorgesehen. Die Bewehrungsführung ist am Beispiel des Versuchskörpers VoV-1 in Bild 5.5 dargestellt (übrige Bewehrungspläne s. Anhang).

Im Verankerungsbereich wurde die lt. Zulassung erforderliche konstruktive Bügelbewehrung und zusätzliche Bügel zur Aufnahme der Spaltzugkräfte eingebaut.

Die Betondeckung der schlaffen Bewehrung betrug $c = 1,5$ cm. Der Versuchskörper VoV-5 erhielt zusätzlich eine Längsbewehrung aus 2 ϕ 14 ($u = 45$ mm, $u_s = 65$ mm) zur gezielten Bestimmung des Einflusses einer Betonstahlzulagebewehrung.

Bild 5.6 enthält eine Zusammenstellung der vorhandenen Bewehrungsgehalte der Versuchskörper.

Versuchskörper	Bewehrungsgehalt (%)	Anzahl und Durchmesser
VoV-1 VoV-2 VoV-3 VoV-4	$\mu_s = 0,27$ $\mu_z = 0,35$	4 ϕ 6 + 2 ϕ 8 2 Litzen à 1,4 cm ²
VoV-5	$\mu_s = 0,65$ $\mu_z = 0,35$	4 ϕ 6 + 2 ϕ 8 + 2 ϕ 14 2 Litzen à 1,4 cm ²

Bild 5.6: Längsbewehrungsgehalte der Versuchskörper

5.2 Versuchskörperherstellung und Untersuchung der verwendeten Baustoffe

Die Versuchskörper wurden von Fachkräften der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen der Technischen Universität Braunschweig hergestellt. Der Beton wurde von einem örtlichen Transportbetonunternehmen angeliefert. Die Betonage erfolgte in zwei Abschnitten getrennt für die Versuchskörper VoV-1/-2/-3 mit VoV-4/5. Zur Ermittlung der Materialeigenschaften wurden von allen verwendeten Baustoffen Proben genommen.

5.2.1 Beton

Die verwendeten Zuschläge des Betons bestanden zu gleichen Anteilen aus natürlich vorkommenden überwiegend runden quarzitisches Grubensanden und Kiesen des Braunschweiger Raums sowie aus Kalksteingrieß und kalksteinsplitt des Harzvorlandes. Die Sieblinie wurde aus drei Fraktionen zusammengesetzt. Angestrebt wurde die Betonfestigkeitsklasse B 45. Der Mischungsaufbau der verwendeten Betone ist in Bild 5.7 aufgeführt.

Betonage	1	2
Portlandzement PZ 35 F (kg/m³)	385	385
Zuschläge (kg/m³)	1838	1838
Sieblinie	AB 16	AB 16
Gesamtwasser (kg/m³)	140	131
W/Z-Wert	0,36	0,34
Betonverflüssiger (kg/m³)	8,4	2,31
Ausbreitmaß (cm)	37,5	44,5

Bild 5.7: Zusammensetzung der verwendeten Betone

Begleitend wurden zu jeder Betonage folgende Probekörper hergestellt:

- Neun Würfel 15/15/15 cm zur Prüfung der Druckfestigkeit nach 28 Tagen und zum Versuchszeitpunkt (Lagerung nach DIN 1048 bzw. Lagerung wie der Versuchskörper)
- Sechs Zylinder $h/d = 30/15$ cm zur Ermittlung von Prismendruckfestigkeit und E-Modul und
- drei Balken 15/15/70 cm zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit.

Zur Ermittlung des Feuchtigkeitsgehalts der Versuchskörper wurden, begleitend zu jeder Betonage, zusätzlich drei weitere Probekörper hergestellt, die entsprechend der Austrocknung des Bauteils mit Paraffin versiegelt wurden. Die Betonfeuchte zum Versuchszeitpunkt wurde durch Messung des Gewichtsverlustes nach Trocknen bei 105 °C ermittelt.

Die gemessenen Betonkennwerte sind Bild 5.8 zu entnehmen. Die Betone entsprachen den Festigkeitsklassen B 45 bzw. B 55 nach DIN 1045.

Betonage	Versuchskörper	28-Tage-Wert	Werte zum Versuchszeitpunkt						Rechenwert	Feuchtgehalt
-	Nr.	β_{W15}	Alter	Lagerung	β_{W15}	β_c	E	β_{BZ}	β_R	-
-	-	(N/mm ²)	(Tage)	-	(N/mm ²)				(N/mm ²)	(Gew.-%)
2	VoV-1 VoV-2 VoV-3	56	154	DIN VK	59 47	49 41	25 370 23 000	4,57 -	33,6 -	4,68
1	VoV-4 VoV-5	64	449	DIN VK	66 60	58 52	31 240 29 330	4,83 -	37,6 -	4,92

Bild 5.8: Mechanische Kenngrößen des Betons

5.2.2 Betonstähle

Die verwendeten Betonstähle wurden vom örtlichen Stahlhandel bezogen. Es wurden Proben genommen, an denen durch Zugversuche nach DIN 50 145

- die Streckgrenze R_{eH} bzw. $R_{p0,2}$
- die Zugfestigkeit R_m und
- die Bruchdehnung A_{10}

ermittelt wurden. Die Bewehrungsstähle entsprachen hinsichtlich ihrer mechanischen Kennwerte der Betonstahlsorte BSt 420 S bzw. BSt 500 S nach DIN 488 Teil 1 (s. Bild 5.9).

Probe	Art	Anzahl	$R_{p0,2}$	R_m	A_{10}
\varnothing (mm)	-	-	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
6	RK	2	455	569	15,0
8	RUS	8	431	576	21,8
10	RK	2	527	615	11,0
12	RUS	2	448	584	25,8
14	RUS	2	480	616	23,6

Bild 5.9: Mechanische Kenngrößen des Betonstahls

5.2.3 Spannstahl

Zur Bestimmung von Streckgrenze und Zugfestigkeit der verwendeten Spannstahllitzen wurden insgesamt 10 Proben genommen. Zusätzlich wurde an vier Probestücken der E-Modul bestimmt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigt Bild 5.10.

Für die rechnerische Behandlung von verbundlos vorgespannten Bauteilen unter Brandbeanspruchung müssen die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der verwendeten Baustoffe bekannt sein. Im Sonder-

Kenngröße		Meßwerte			Proben- anzahl
		min	i.M.	max.	
Querschnitt	(mm ²)	139,9	140,3	140,5	10
R _{p0.2}	(N/mm ²)	1694	1705	1745	10
R _m	(N/mm ²)	1836	1847	1856	10
E-Modul	(N/mm ²)	1,89 · 10 ⁵	1,94 · 10 ⁵	1,98 · 10 ⁵	4

Bild 5.10: Mechanische Kenngrößen des Spannstahls

forschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" wurden sowohl für Beton als auch für Spannstahl-Litzen sog. "Rechengesetze der Baustoffe" entwickelt /Ric 87/, die das charakteristische Last-Verformungs-Verhalten der Baustoffe bei Einwirkung erhöhter Temperaturen wiedergeben. Die Rechengesetze für die Spannstahl-Litzen basieren auf Untersuchungsergebnissen von Spannstahllitzen aus St 1570/1770, die aus sieben Einzeldrähten mit einem Durchmesser von jeweils 4 mm bestanden /Ric 87/.

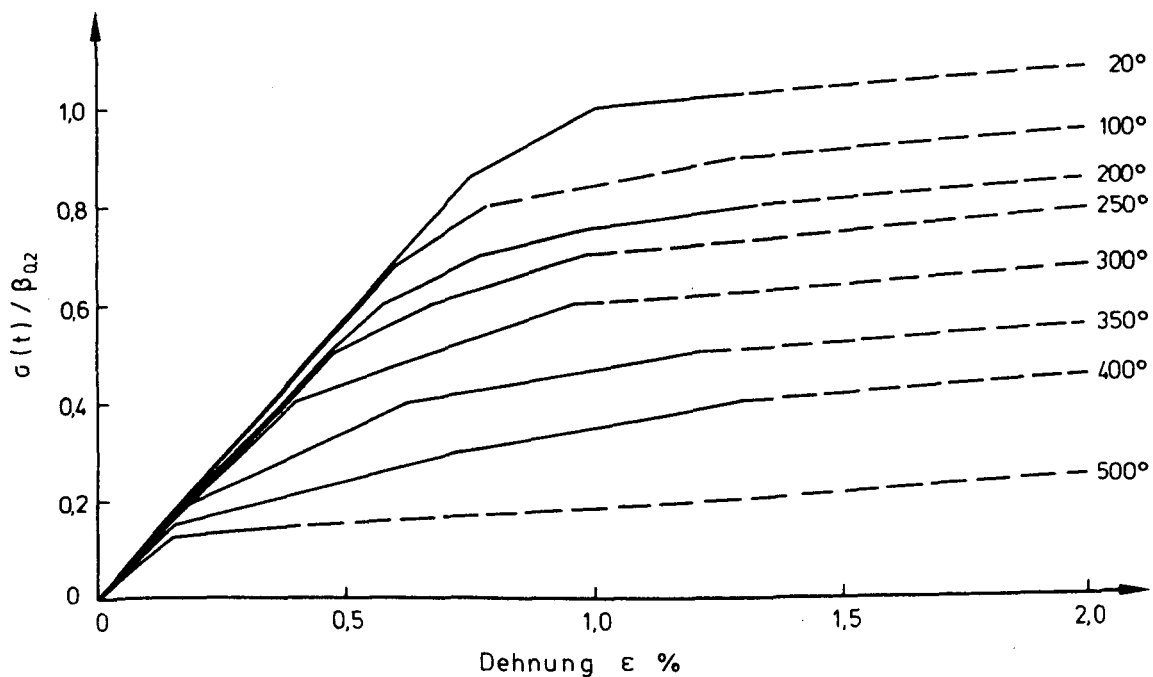


Bild 5.11: Aus instationären Warmkriechversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie der verwendeten Spannstahllitzen

Da im vorliegenden Forschungsvorhaben Litzen mit größeren Einzeldrahtdurchmessern (5 mm) zur Anwendung kamen, wurden zur Überprüfung der veröffentlichten Kennlinien ergänzende instationäre Warmkriechversuche an Proben der verwendeten Litzen durchgeführt. Die dabei ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien sind in Bild 5.11 dargestellt.

5.3 Meßprogramm

5.3.1 Temperaturmessungen

5.3.1.1 Brandraumtemperaturen

Zur Steuerung der Brandraumtemperatur dienten NiCr-Ni-Mantelthermoelemente, deren Anordnung DIN 4102 Teil 2 entsprach:

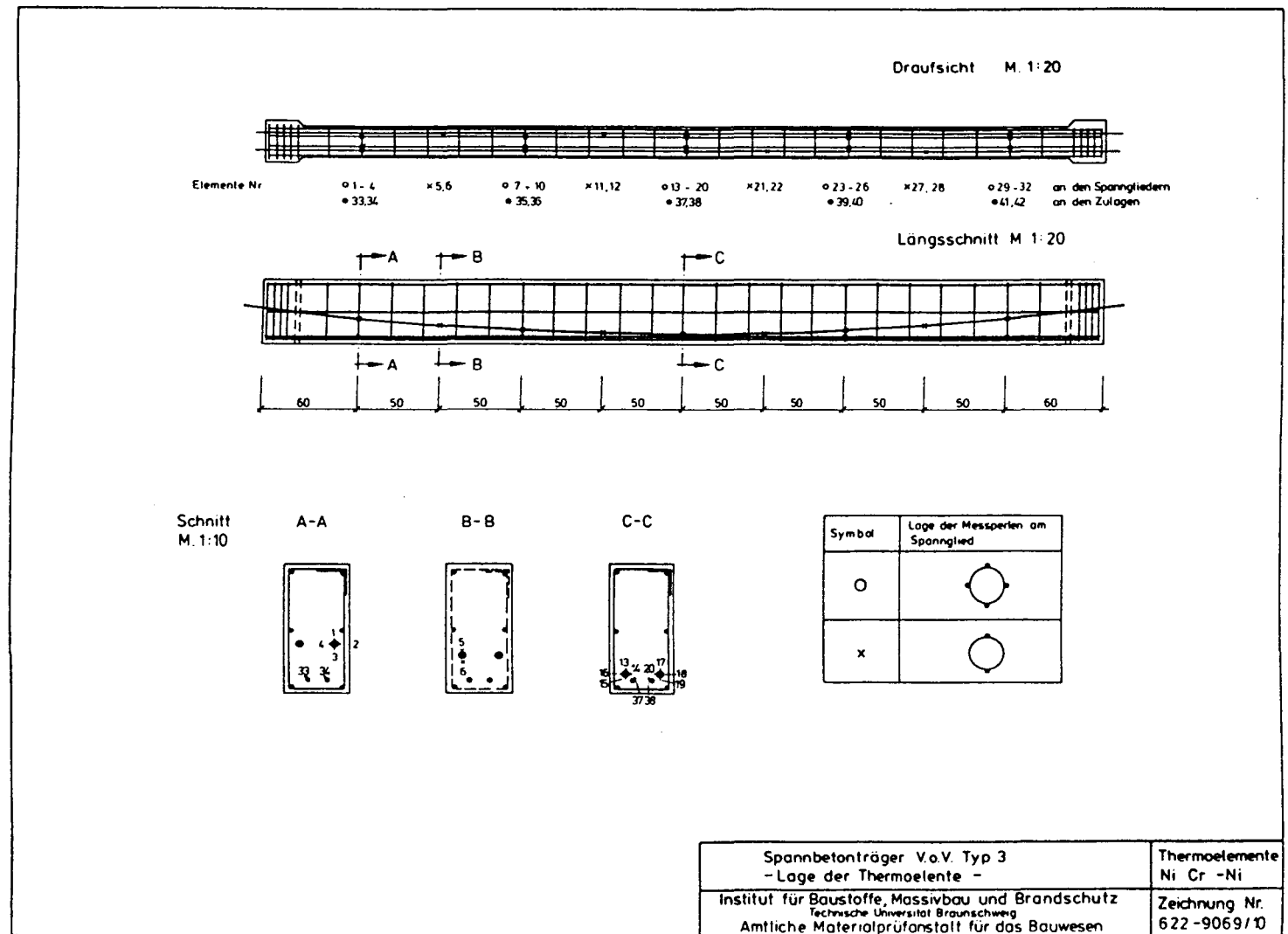
- mindestens ein Thermoelement je Meter Länge des Versuchskörpers
- Abstand der Meßstelle zur Bauteiloberfläche 10 cm.

Eine Darstellung der Lage der Brandraumelemente befindet sich im Anhang. Die während der Versuche gemessenen Brandraumtemperaturen wurden mit einem Punktschreiber aufgezeichnet. Die Temperaturen lagen bei allen durchgeführten Versuchen im zulässigen Toleranzbereich der ETK nach DIN 4102 Teil 2. Die Meßwerte sind dem Anhang zu entnehmen.

5.3.1.2 Versuchskörpertemperatur

Zur Messung der Temperatur-Zeit-Verläufe an der Vorspannbewehrung und an den Betonstahleinlagen wurden NiCr-Ni-Thermoelemente (ummantelt, ϕ 0,5 mm) angebracht. Die Meßelemente an der schlaffen Bewehrung wurden durch Punktschweißung auf dem Stahl lagegenau befestigt. Zur Messung an den Spanngliedern wurden die freien Drahtenden der Thermoelemente zu Meßperlen verschweißt. Um die Temperatur der Litze selbst bestimmen zu können, wurden je Meßstelle mindestens zwei Elemente jeweils am oberen und unteren Scheitelpunkt des Kunststoffrohres angeordnet. Zusätzlich wurden

Bild 5.12: Lage und Bezeichnung der Temperaturmeßstellen am Beispiel des Versuchskörpers VoV-5



bei einigen Meßstellen an den seitlichen Scheitelpunkten Thermoelemente angebracht. Die Befestigung am PE-Kunststoffmantel erfolgte mit schmalen textilen Klebebändern. Die Elemente wurden jeweils entlang des Kunststoffrohrs bzw. der Betonstahleinlage verlegt und dann bereichsweise zusammengefaßt und gebündelt aus dem Betonquerschnitt geführt. Die Anordnung und Bezeichnung der Temperaturmeßstellen des Versuchskörpers VoV-5 zeigt Bild 5.12 (Anordnung bei den übrigen Spannbetonträgern siehe Anhang).

5.3.2 Kraft- und Verformungsmessungen

Die Vertikalkräfte im Feld wurden je nach Lastanordnung von einer oder zwei Pressen im Lastverteilungsträger übertragen, die mittig in Längsachse der Spannbetonträger angeordnet waren und die Last über Lini-enkipplager (Halbrunde) in das Bauteil einleiteten (im Fall der Einzel-last in Feldmitte; kurzer Lasteinleitungsträger im Mörtelbett). Die Pressen verfügen zum Ausgleich von Schiefstellungen infolge der Bauteildurchbiegungen über gelenkige angeschlossene Prüfzylinder. Die Maximallast der Pressen beträgt 300 kN bei einem zulässigen Meßfehler von + 1 % vom Maximalwert.

Die Messung der Veränderung der Spannkkräfte erfolgte durch an der Festankerseite eingebaute Kraftaufnehmer vom Typ C6 der Fa. Hottinger Baldwin Meßtechnik, Darmstadt, mit einer Nennlast von 50 t = 500 kN (Fehler + 1 % bei Verwendung mit Kugelkalotte).

Zur Messung der Verformungen in Form von Durchbiegungen und Verdrehungen der Spannbetonträger wurden Drehpotentiometer mit 400 mm Meßweg (Genauigkeit 0,26 %) bzw. Novotechnik-Drehpotentiometer mit sehr hoher auflösung (Genauigkeit 0,075 % bei 125 mm Meßweg) verwendet. Die Endverdrehungen wurden aus der Differenz jeweils zweier horizontaler Verformungsmessungen mit definierten, unterschiedlichen Höhen ermittelt.

Die Lage der einzelnen Meßstellen für die Verformungsmessungen ist Bild 5.13 zu entnehmen.

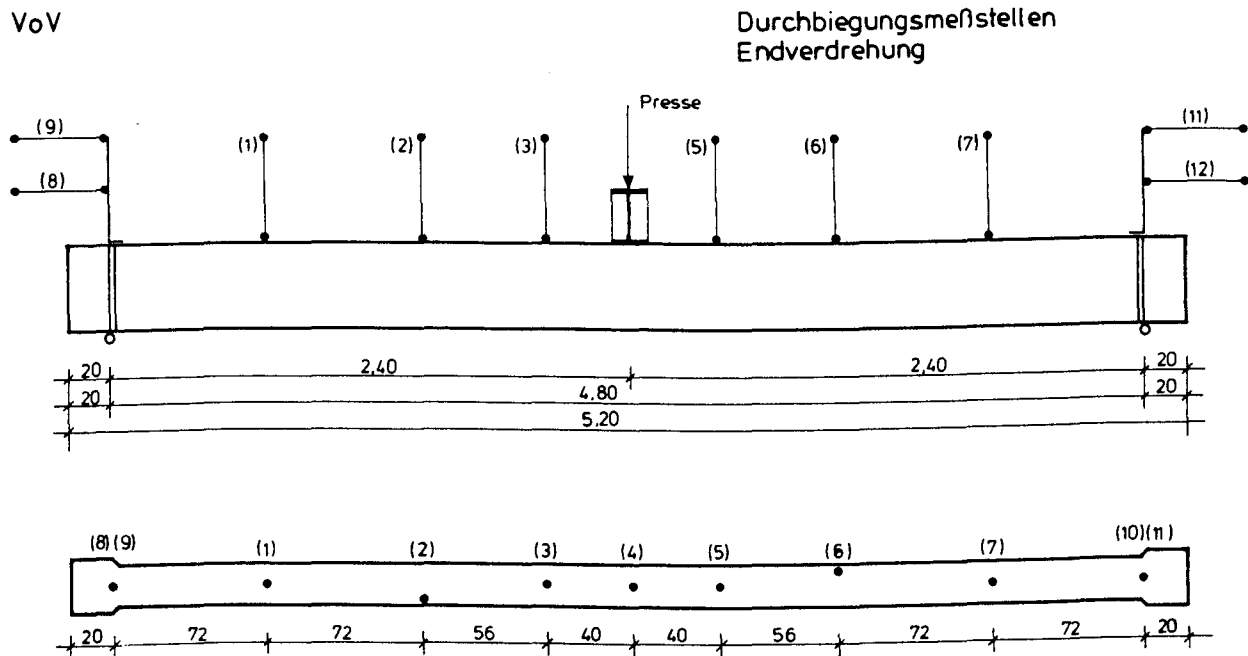


Bild 5.13: Lage der Meßstellen für die Verformungsmessungen

5.4 Versuchsaufbau und -durchführung

5.4.1 Brandraum und Brandbeanspruchung der Versuchskörper

Die Brandversuche wurden in einem "Deckenbrandhaus" des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt /Kra 80/. Die Längs- und Querwände und der Boden der Brandkammer bestehen aus Hartschamotte, ebenso die Deckenteile, die zur oberen Abdeckung des Brandraums seitlich neben die Versuchskörper gelegt wurden. Die Länge der Brandkammer wurde durch eine transportable Längswand auf die vorgesehene Stützweite der Spannbetonträger von 4,80 m abgestimmt. Es ergaben sich lichte Brandraumabmessungen von 4,00 m Breite, 4,16 m Länge und 1,72 m Höhe (Versuch VoV-4: 1,52 m Höhe) (s. Bild 5.15 und 5.16).

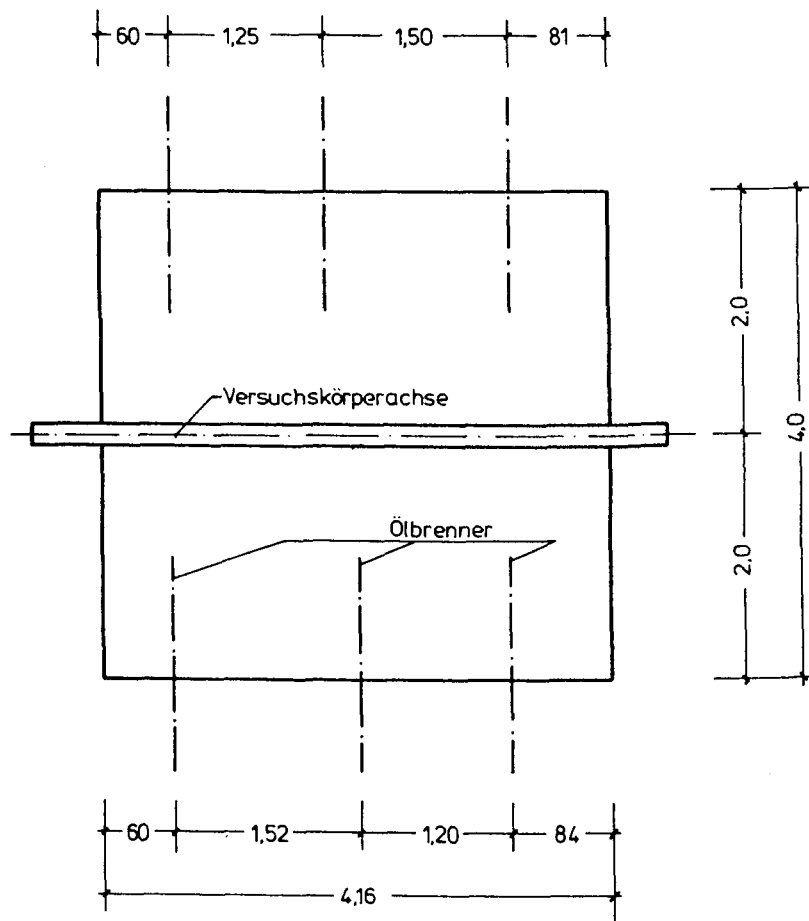


Bild 5.14: Anordnung der Ölbrenner

Die Beheizung der Versuchskörper erfolgte durch je drei Ölbrenner, die an den beiden Längsseiten der Brandkammer angeordnet waren, unter Verwendung von Heizöl EL nach DIN 51 603 (s. Bild 5.15). Die Temperaturen im Brandraum folgten der ETK (Einheitstemperaturzeitkurve) nach DIN 4102 Teil 4 bzw. ISO 834. Die Flammenachsen verliefen horizontal, 0,80 m über dem Brandkammerboden (Flammenlänge etwa 0,8 bis 1,0 m). Die Rauchgase wurden durch Abzüge im Boden der Brandkammer abgesaugt.

5.4.2 Einbau und Belastung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden nach dem Betonieren ohne Vorspannung gelagert und erst nach dem Einbau in den Brandofen von einer Seite vorgespannt. Die Vorspannkraft wurde über die im Zulassungsbescheid des Spannverfahrens /VSL/ beschriebenen Gußanker in die Biegeträger eingeleitet.

Die Versuchskörper wurden auf die Querwände der Brandkammer aufgelagert (Stützweite 4,80 m). Das eine Auflager wurde verdrehbar und horizontal verschieblich durch Stahlplatten mit aufliegendem Vollrund ausgebaut, das andere war durch ein zwischengelegtes Halbrund verdrehbar und unverschieblich. Beide Auflager waren durch Isolierung gegen übermäßige Erwärmung geschützt. Aus Bild 5.16 ist die Auflagerausbildung ersichtlich.

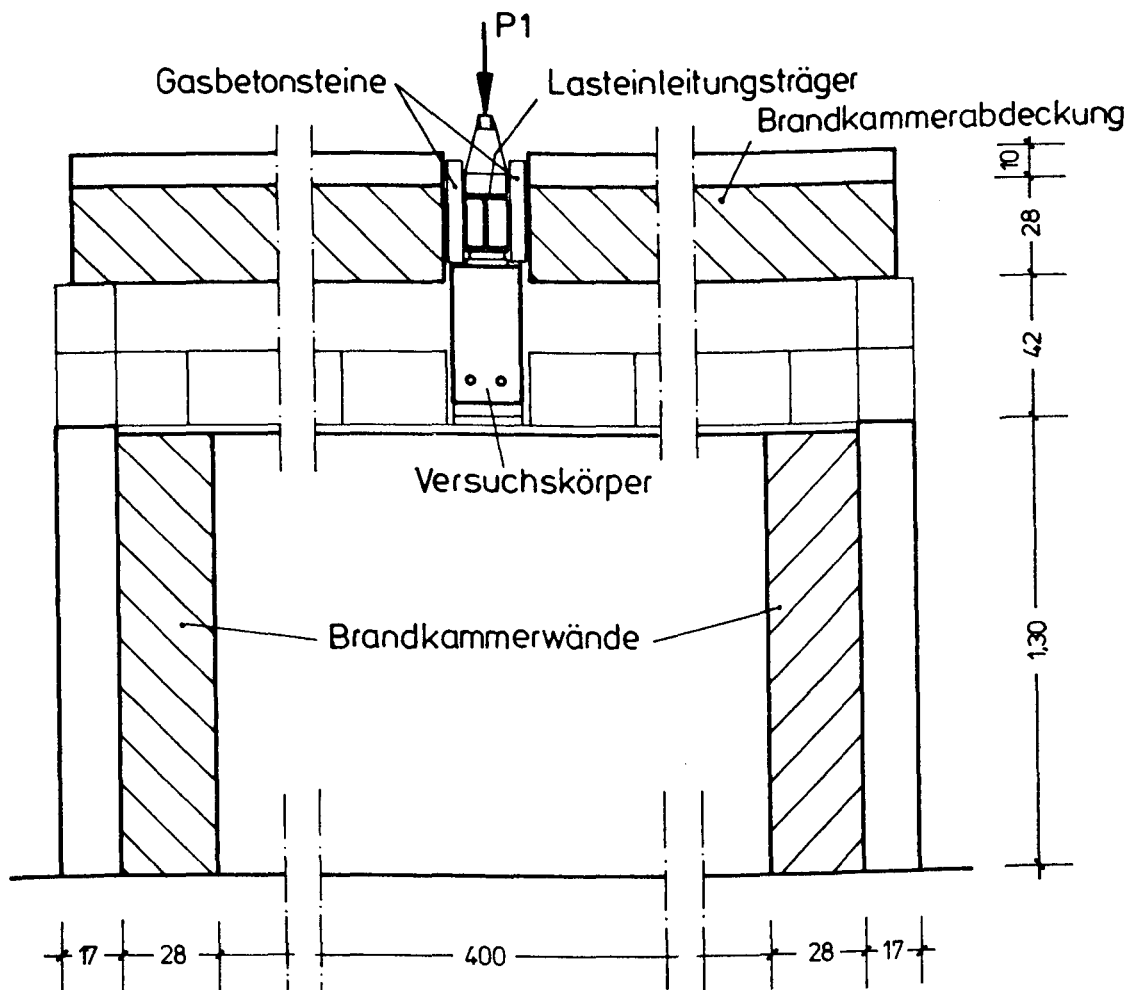
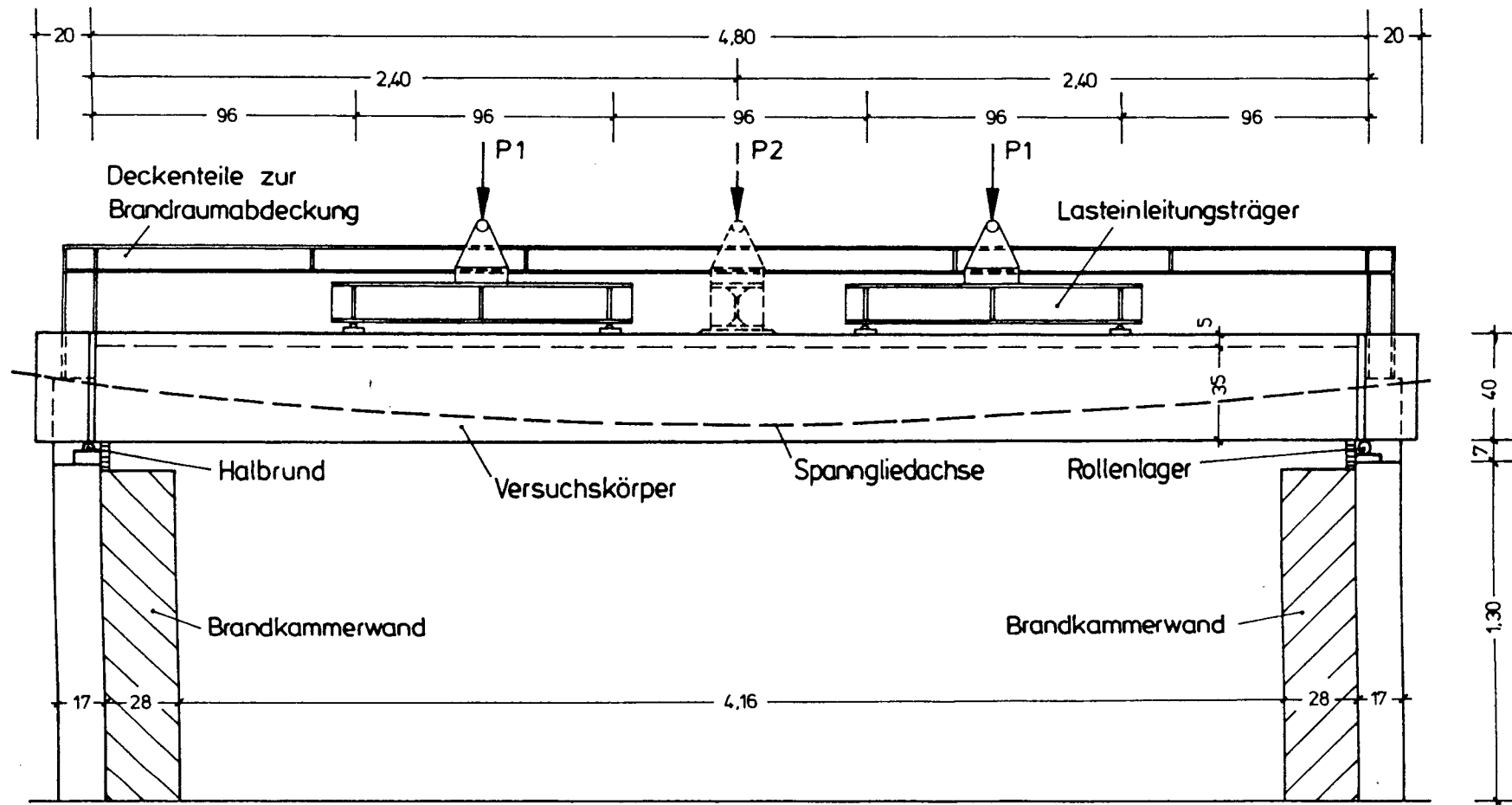


Bild 5.15: Brandraum mit eingebautem Versuchskörper (Querschnitt)

Die Deckenteile zur Brandraumabdeckung wurden so aufgelegt, daß sie bei Beginn der Temperaturbeanspruchung die oberen 5 cm der Seitenflächen des Versuchskörpers bedeckten. Auf die Oberfläche der Spannbetonträger wurden zum Schutz der Belastungseinrichtung Gasbetonsteine gestellt, die der Trägerdurchbiegung während des Brandversuchs folgten.

Versuch VoV -1/-3/-4/-5 Belastung P1 (4 Einzellasten , gleichmäßig verteilt)
 Versuch VoV-2 Belastung P2 (1 Einzellast in Feldmitte)



31

Bild 5.16: Brandraum mit eingebautem Versuchskörper (Längsschnitt)

Zur Messung der Vorspannkkräfte wurde an der Festankerseite an jedem Spannglied eine Ringkraftmeßdose installiert (s. Bild 5.17). Die Eintragung der Spannkraft in das Bauteil erfolgte mittels Klemmkeilen über den Kraftaufnehmer, der über ein Paßstück mit einer Kugelkalotte verbunden war. Das untere Kalottenteil war an einer Distanzplatte befestigt, über die die Kraft in den Gußankerkörper bzw. direkt in den Beton geleitet wurde.

Als Vorspannkraft in Feldmitte wurde ein Wert von 163 kN angestrebt. Dieser Wert ergibt sich aus der zulässigen Spannkraft im Gebrauchszustand bei Ansatz der tatsächlich vorhandenen Zugfestigkeit (zul Z_{V0} = 181 kN/Spannglied) sowie einem globalen Verlust von 10 % infolge Kriechen und Schwinden. Der Spannkraftverlust infolge Kriechen und Schwinden mußte abgeschätzt werden, weil die Versuchskörper nach der Herstellung im nicht vorgespannten Zustand gelagert wurden (geschlossene Halle mit Normklima 20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte) und erst unmittelbar vor dem Brandversuch vorgespannt wurden.

Die vorgesehene Vorspannkraft von 163 kN wurde teilweise nicht erreicht, weil beim Vorspannen relativ große Spannkraftverluste infolge Keilschlupf auftraten (s. Bild 5.18).

An der Spannankerseite wurde die Kraft nach dem Anspannen mit einer Presse über Klemmkeile direkt auf den Gußankerkörper umgesetzt (s. Bild 5.17) - eine Verankerung über Klemmkeile im Ankerkörper selbst konnte nicht erfolgen, da der Versuchskörper nach dem Brandversuch im wiedererhaltenen Zustand "entspannt" werden sollte.

Zum Umsetzen der Vorspannkraft von der Spannpresse auf die Versuchskörper wurden die Klemmkeile vor dem Lösen der Spannpresse mit Hammerschlägen an den Spannstahl gedrückt. Aufgrund der schlechten Zugänglichkeit im Verankerungsbereich wurde keine optimale Klemmwirkung erzeugt, d.h. es trat beim Umsetzen der Spannkraft auf die Klemmen ein verhältnismäßig großer Schlupf auf, der für die einzelnen Spannglieder einen unterschiedlich großen Spannkraftverlust zur Folge hatte. Durch Überspannen auf den nach DIN 4227 Teil 6 zugelassenen maximalen Wert von $0,75 \beta_z$ (= 193,7 kN bei

vorh $\beta_z = 1847 \text{ N/mm}$ wurde versucht, den Spannkraftverlust infolge Keilschlupf so weit wie möglich auszugleichen.

Die nach dem Umsetzen tatsächlich vorhandenen Spannkkräfte sind Bild 5.18 zu entnehmen. Die für jedes Spannglied angegebenen Werte der Vorspannkraft am Festanker entsprechen den Meßwerten der Kraftmeßdosen. Die für die Ermittlung der zulässigen Gebrauchslast maßgebende Vorspannkraft in Feldmitte des Versuchskörpers wurde durch Mittelung der vorhandenen Spannkkräfte am Festanker unter Berücksichtigung des rechnerischen Reibungsverlustes bestimmt.

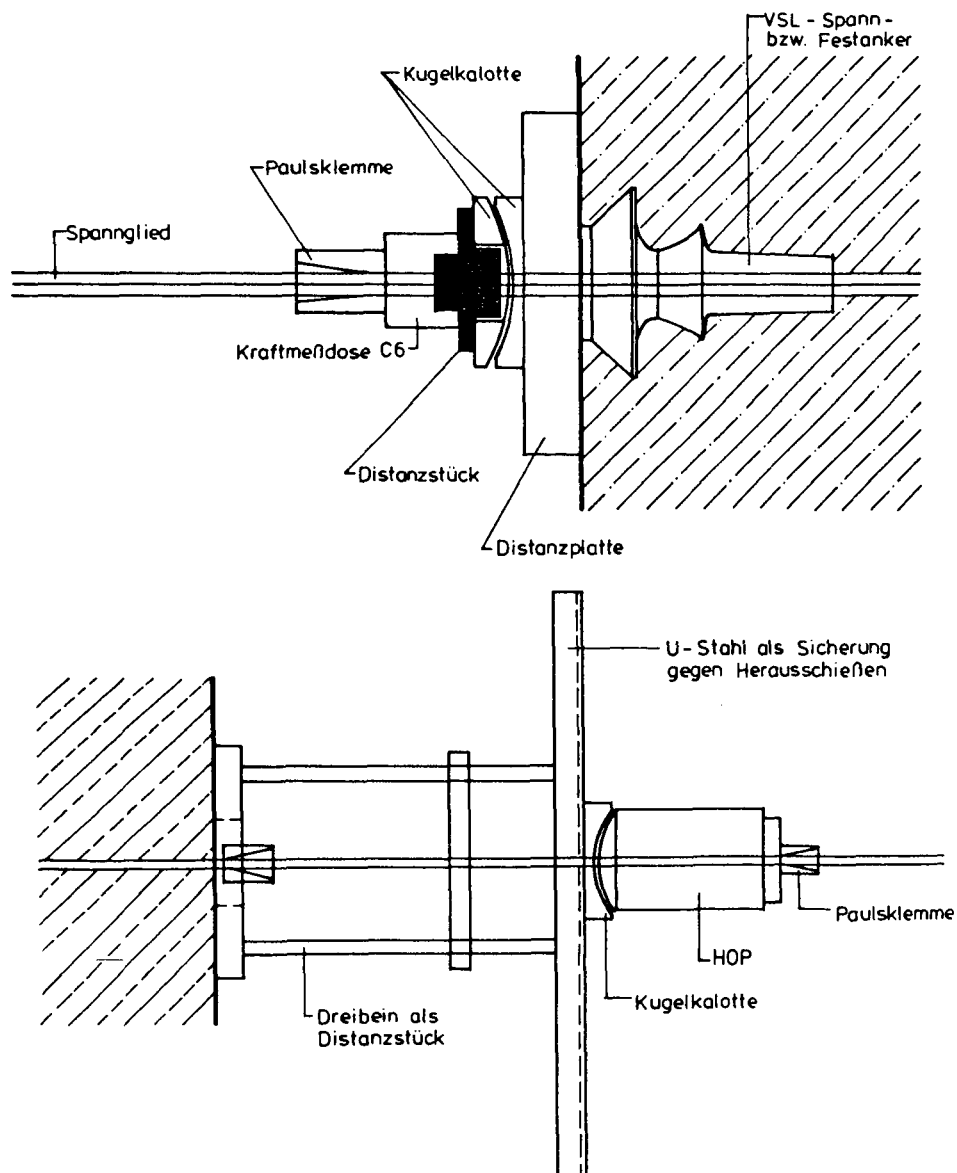


Bild 5.17: Spanngliedverankerung

Bild 5.18: Vorspannkraften vor dem Aufbringen der vertikalen Belastung

Versuch Nr.	Spannglied Nr.	Vorspannkraft		Ausnutzungsgrad vorh σ_z / vorh β_z	\approx Verlust infolge s+k bezogen auf zul $\sigma_z = 0,7 \cdot$ vorh β_z (%)
		(Kraftmeßdose) (kN)	Bemessungsschnitt i.M. (kN)		
VoV-1	1	151	157	0,607	13,3
	2	160			
VoV-2	1	140	147	0,568	18,8
	2	151			
VoV-3	1	162	164,5	0,636	9,1
	2	164			
VoV-4	1	156	163	0,630	11,0
	2	167			
VoV-5	1	161	162,5	0,628	10,2
	2	161			

Nach dem Vorspannen wurde die nach DIN 4227 Teil 6 unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Vorspannkraft und der zum Versuchszeitpunkt vorhandenen Betonfestigkeit ermittelte zulässige vertikale Belastung über die hydraulischen Pressen (s. Abschn. 5.4) schrittweise aufgebracht. Während der Brandversuche wurde die vertikale Belastung konstant gehalten.

5.4.3 Beobachtungen während der Brandversuche und Nachuntersuchungen

Während der gesamten Versuchsdauer wurde das Verhalten der Versuchskörper beobachtet. Es waren jedoch, bedingt durch den Versuchsaufbau, nur wenige Bereiche auf der Versuchskörperoberseite, die Stirnflächen mit den Verankerungen und Teilbereiche der beflamten Seitenflächen (durch Schaugläser in der Brandkammerwand) einsehbar.

Die Versuche wurden durch Abschalten der Ölbrenner und Zurückfahren der vertikalen Belastung beendet. Das Versuchsende war erreicht, wenn die Durchbiegungsgeschwindigkeit einen kritischen Wert erreicht hatte und augenscheinlich der Bruch des Trägers durch Versagen der Betondruckzone bzw. Reißen der Spannglieder unmittelbar bevorstand. Der Bruch der Spannstahlstützen sollte, um ein "Herausschießen" der Spannglieder aus den Verankerungen zu verhindern, vermieden werden. Beim Zurückfahren der Vertikalpressen wurden die Versuchskörper durch die noch wirksame Restvorspannkraft schlagartig nach oben gedrückt, die während des Versuchs erreichte Durchbiegung wurde dadurch bis auf eine bleibende Restverformung reduziert. Die im Verlauf der Brandbeanspruchung sichtbaren Risse wurden somit ebenfalls wieder zusammengedrückt, so daß ein Rißbild nicht aufgenommen werden konnte. Aussagen über die Rißverteilung sind daher nur qualitativ möglich.

Die Beobachtungen während der Brandversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei allen Versuchen trat zwischen der 17. und 25. Minute der Brandbeanspruchung das in den Hüllrohren befindliche Korrosions-Schutzfett an den Verankerungen aus.

- Zwischen der 20. und 25. Minute trat bei allen Versuchskörpern Wasser an der Oberfläche aus.
- Beim Versuch VoV-1 (4 Einzellasten) trat während der Brandbeanspruchung ein klaffender RiB im Bereich der Feldmitte sowie mehrere kleinere Risse im Bereich zwischen $x = 2,50$ m bis $x = 3,40$ m auf, der sich zur einen Seite des Versuchskörpers vergabelte (s. Bild 5.19). Die Betonabplatzungen traten erst beim Entlasten auf.
- Bei Versuch VoV-2 (Einzellast in Feldmitte) wurde ebenfalls ein klaffender RiB etwa in Feldmitte beobachtet, der bei Entlastung des Versuchskörpers wieder geschlossen wurde. Dabei platzte der Beton oberflächlich ab (s. Bild 5.20).
- Die RiBverteilung beim als Plattenstreifen mit vier Einzellasten ausgebildeten Versuchskörper VoV-3 war relativ gleichmäßig; es waren mehrere größere Risse sichtbar, die beim Zurückfahren der Vertikalpressen wieder zusammengedrückt wurden (s. Bild 5.21).
- Beim Versuch VoV-4 (gerade Spanngliedführung) traten weder klaffende Risse noch Abplatzungen auf. Die RiBverteilung war ähnlich wie bei Versuch VoV-3.
- Der mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung (2 \varnothing 14) bewehrte Versuchskörper VoV-5 zeigte ein gleichförmiges RiBbild, ähnlich dem RiBbild von Versuch VoV-3 und VoV-4

Nach dem Wiedererkalten wurden die Versuchskörper entspannt und ausgebaut. Es wurden bleibende Durchbiegungen zwischen 1,5 und 4,0 cm in Feldmitte gemessen. Die Fotos auf den folgenden Seiten zeigen die Oberflächenabplatzungen im Bereich der klaffenden Risse. Das freigelegte Spannglied in Bild 5.22 zeigt, daß das Kunststoffhüllrohr restlos verbrannt war.

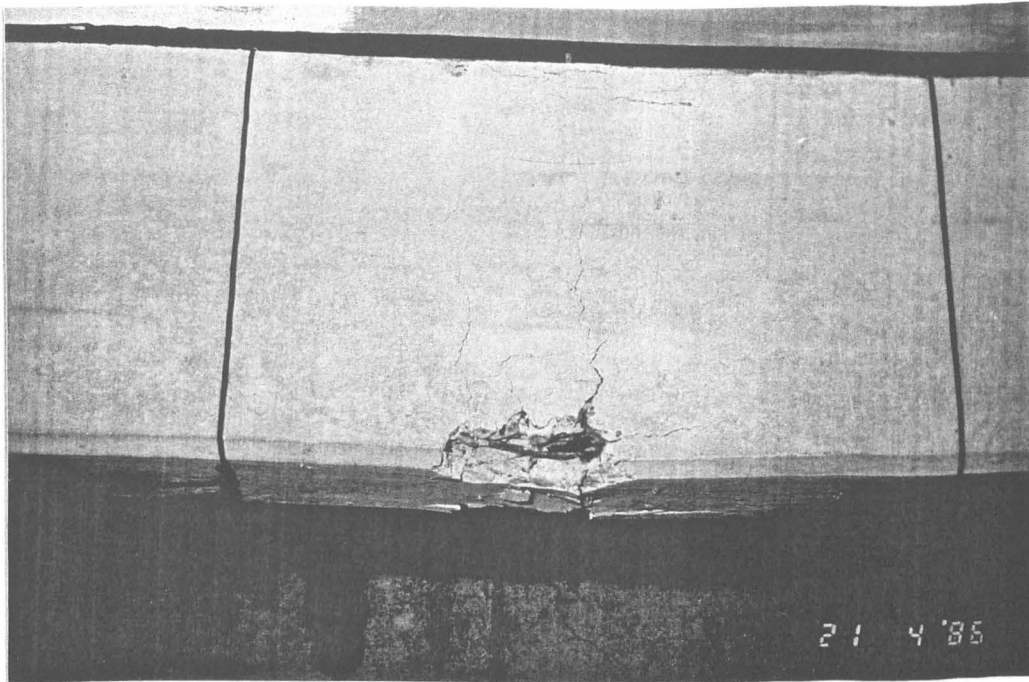


Bild 5.19

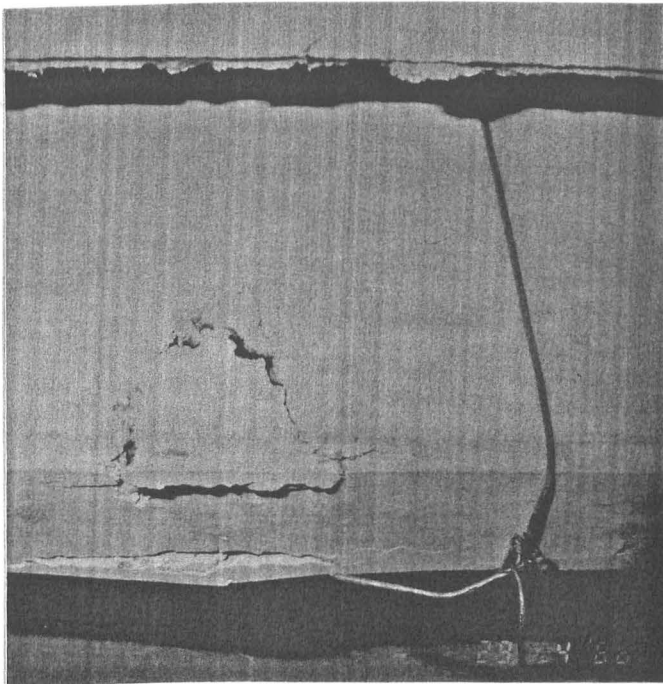
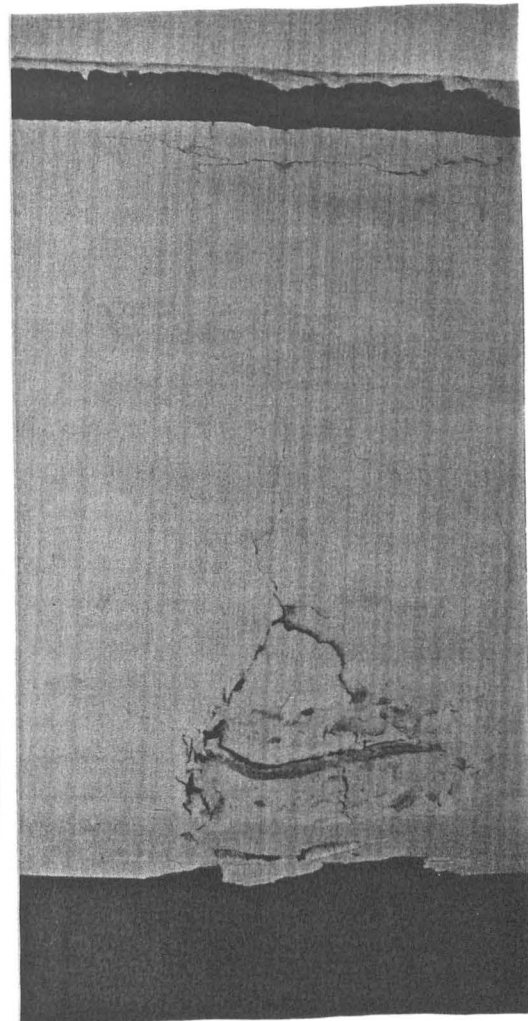


Bild 5.20



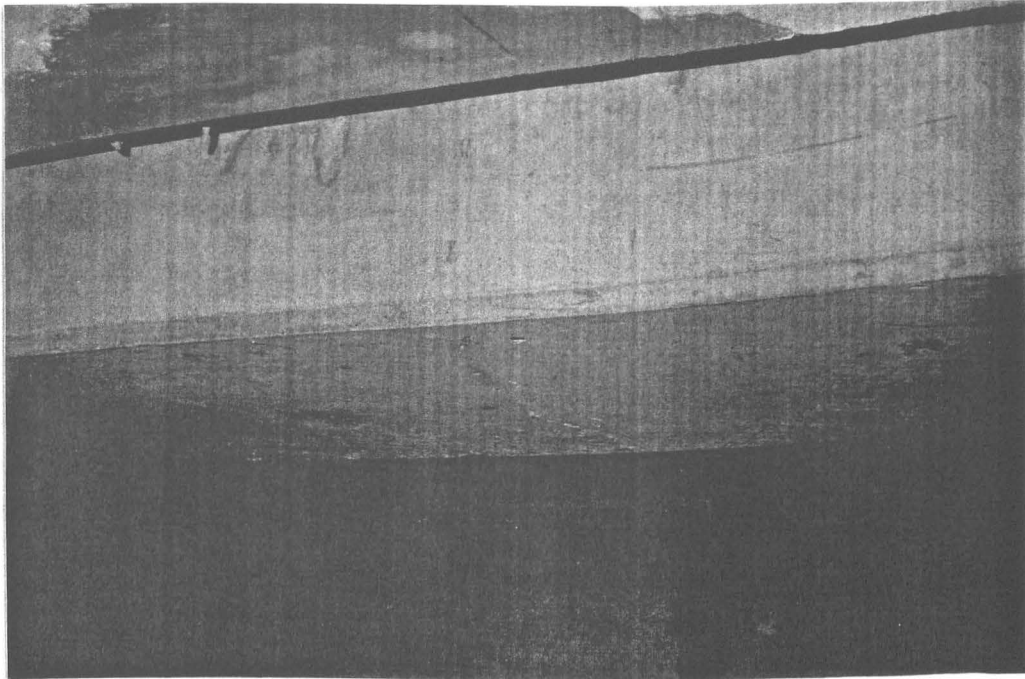


Bild 5.21

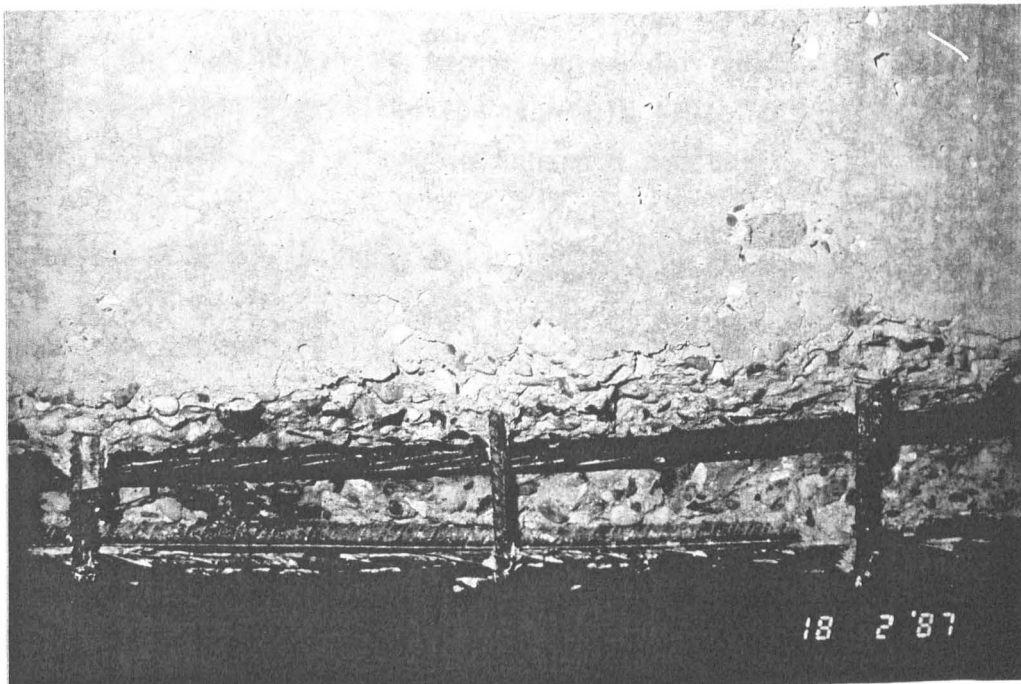


Bild 5.22

5.5 Versuchsergebnisse

5.5.1 Übersicht

Wegen der Vielzahl der Meßwerte werden die ermittelten Brandraum- und Bauteiltemperaturen sowie die Ergebnisse der Kraft- und Verformungsmessungen im folgenden nur auszugsweise wiedergegeben. Die vollständige Darstellung der Meßwerte erfolgt im Anhang zu diesem Bericht.

In Bild 5.23 sind die wichtigsten Versuchsergebnisse mit Angaben über den Versuchsaufbau und die aufgebrachte Belastung tabellarisch zusammengefaßt. Aussagen über die Rißentwicklung bzw. das Rißbild während der Brandbeanspruchung können nur qualitativ gemacht werden, da die Versuchskörper während des Versuchs nicht unmittelbar einsehbar waren (s. Abschnitt 5.4.3).

5.5.2 Ergebnisse der Temperaturmessungen

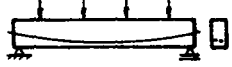



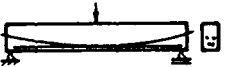
5.5.2.1 Brandraumtemperaturen

Bei allen durchgeführten Versuchen wurde der zulässige Toleranzbereich der Einheits-Temperaturzeitkurve nach DIN 4102 Teil 2 eingehalten. Die Meßwerte sind in den Anlagen im Anhang dargestellt.

5.5.2.2 Temperaturen im Bauteil (Spannglieder, Zulagebewehrung)

Entsprechend den Angaben in Abschnitt 5.3.1.2 wurde die Spannstahltemperatur an jeder Meßstelle durch Mittelung der an zwei bzw. vier Punkten des Hüllrohrs gemessenen Werte bestimmt. Exemplarisch werden in Bild 5.24 die Temperatur-Zeit-Verläufe von vier Meßpunkten (MP 17 - 20), die zur Meßstelle 240 des Versuchskörpers VoV-1 gehören, dargestellt. Die Meßstelle 240 war stets in Feldmitte angeordnet. Bei den Versuchskörpern mit parabelförmiger Spanngliederführung war der Achsabstand des Spannstahls zur beflamnten Unterseite des Trägers an dieser Stelle am geringsten und demzufolge die Temperaturbeanspruchung am höchsten. Die gestrichelte Kurve gibt den für den Spannstahl berechneten Temperaturverlauf wieder.

Bild 5.23: Übersicht der wichtigsten Versuchsergebnisse

Vers. Nr.	Versuchsaufbau (schematisch)	max M_p in Feldmitte (kN)	Z_V^0 Vorspannkraft b. Vers.-Beginn (Mittelwert der beiden Spann- glieder) (kN)	t_u Versagens- zeit (min)	max w_u Durchbiegung z. Versagens- zeitpunkt (cm)	Z_V^u Vorspannkraft b. Vers.-Ende (Mittelwert d. beiden Spann- glieder) (kN)	Bemerkungen
VoV-1		72,6	157	77	12,2 ($\approx l/39$)	112 $= 0,713 \cdot Z_V^0$	ein großer Riß (klaffend) bei $x = 2,50$ m, der sich zur anderen Trägerseite in zwei Risse im Abstand von ca. 10 cm vergabelte; dazwischen Eckabplatzungen unten (die erst beim Entlasten auftraten); mehrere kleinere Risse im Bereich $x = 2,50$ m bis $x = 3,40$ m
VoV-2		75,1	147	73	10,5 ($\approx l/46$)	113 $= 0,769 \cdot Z_V^0$	Abplatzungen Außenseiten unten (wie bei VoV-1), jedoch nur ein großer, klaffender Riß etwa in Feldmitte
VoV-3		25,8	164,5	103	17,5 ($\approx l/27$)	124 $= 0,754 \cdot Z_V^0$	mehrere größere Risse, verteilt über eine Länge von ca. 3 m, die bei Entlastung wieder überdrückt wurden, keine Abplatzungen
VoV-4		85,0	163	63	6,1 ($\approx l/79$)	122 $= 0,748 \cdot Z_V^0$	keine klaffenden Risse (s. VoV-3), keine Abplatzungen
VoV-5		107,3	162,5	82	12,2 ($\approx l/39$)	96 $= 0,591 \cdot Z_V^0$	kleinere Risse in relativ gleichmäßiger Verteilung über ca. 3,50 m

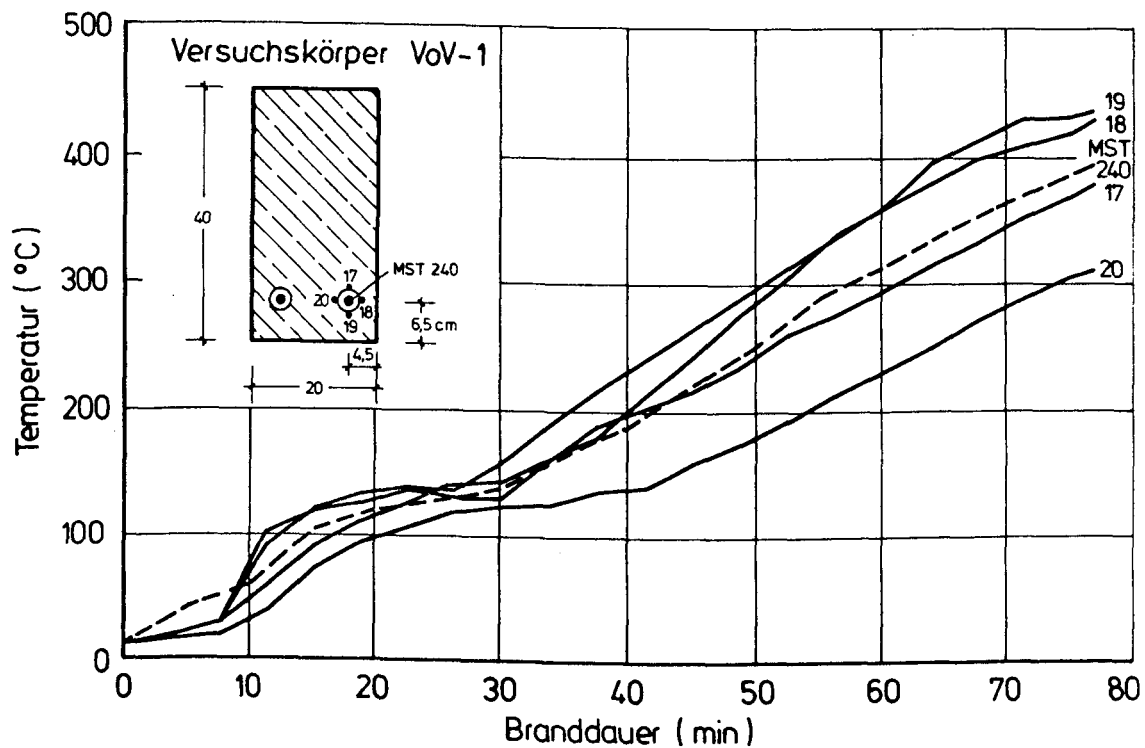


Bild 5.24: Temperaturen der Meßpunkte einer Meßstelle und daraus berechneter Spannstahltemperaturverlauf

Im Bild 5.25 ist die Entwicklung der Spannstahltemperaturen aller Meßstellen des Prüfkörpers VoV-1 aufgezeichnet. Linien, die gleich dargestellt sind (z.B. durchgezogen, strichpunktiert usw.), kennzeichnen Temperaturmeßstellen, die symmetrisch zur Trägermitte angeordnet waren, d.h. bei diesen Temperaturmeßstellen wurden die Temperaturen im gleichen Sollabstand zur beflamten Betonoberfläche gemessen.

Bei den Versuchskörpern VoV-1, -2, -3 und -5 bildete sich infolge der parabolischen Spanngliedführung ein Temperaturgradient in Spannstahllängsrichtung aus. Beim Träger VoV-3 war dieser Temperaturgradient am stärksten ausgeprägt, da die seitliche Betonüberdeckung der Spannglieder im Gegensatz zu den übrigen Versuchskörpern größer war als die Überdeckung an der Unterseite. Im Bild 5.26 ist für den Versuch VoV-3 das gemessene Temperaturprofil in Spannstahllängsrichtung für verschiedene Branddauern dargestellt.

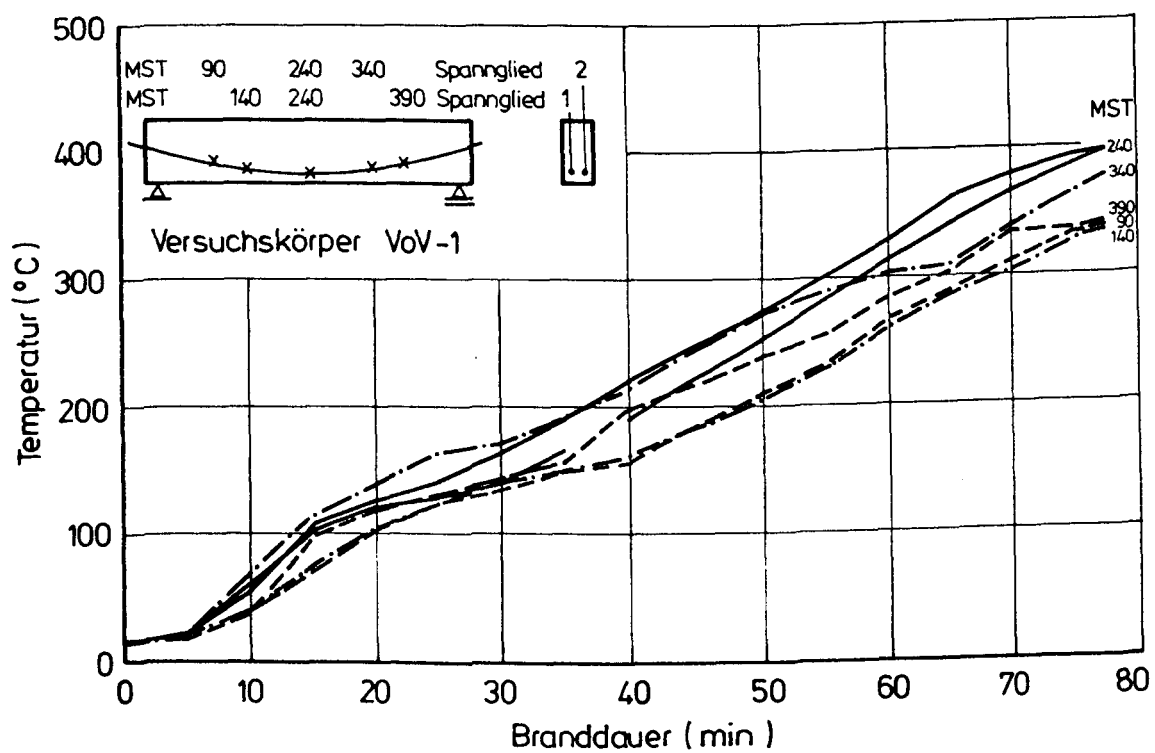
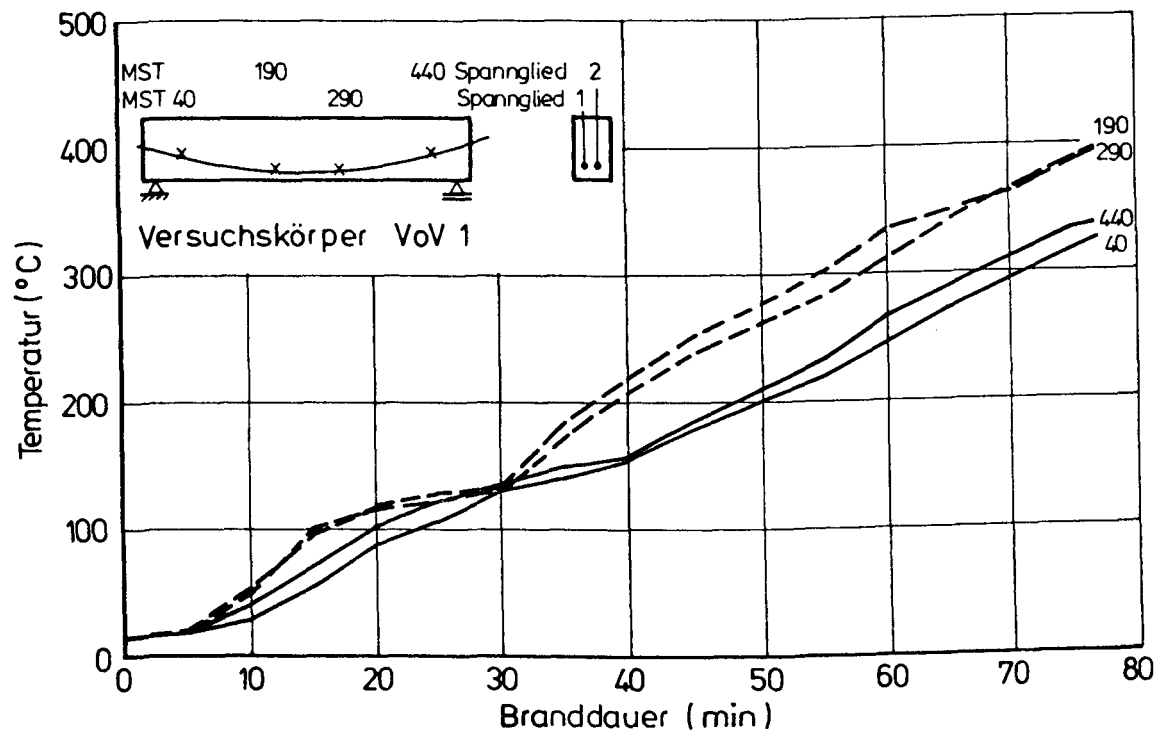


Bild 5.25: Temperaturentwicklung am Spannstahl (Versuchskörper VoV-1)

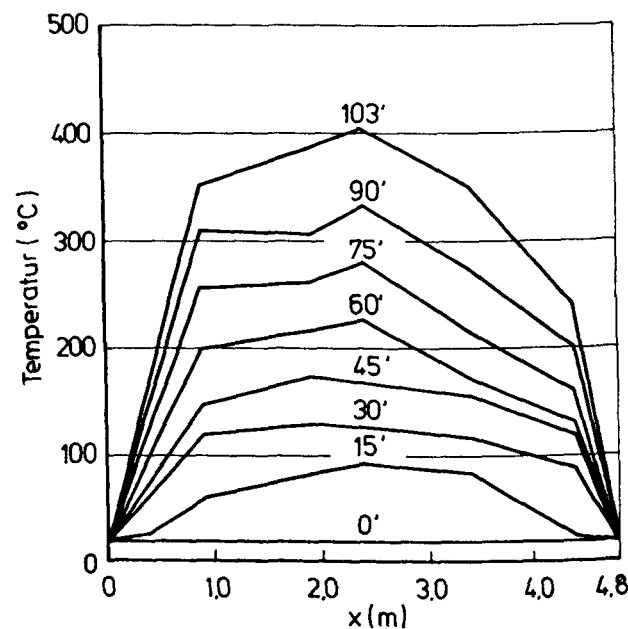


Bild 5.26: Temperaturprofil im Spannstahl - Versuchskörper VoV-3

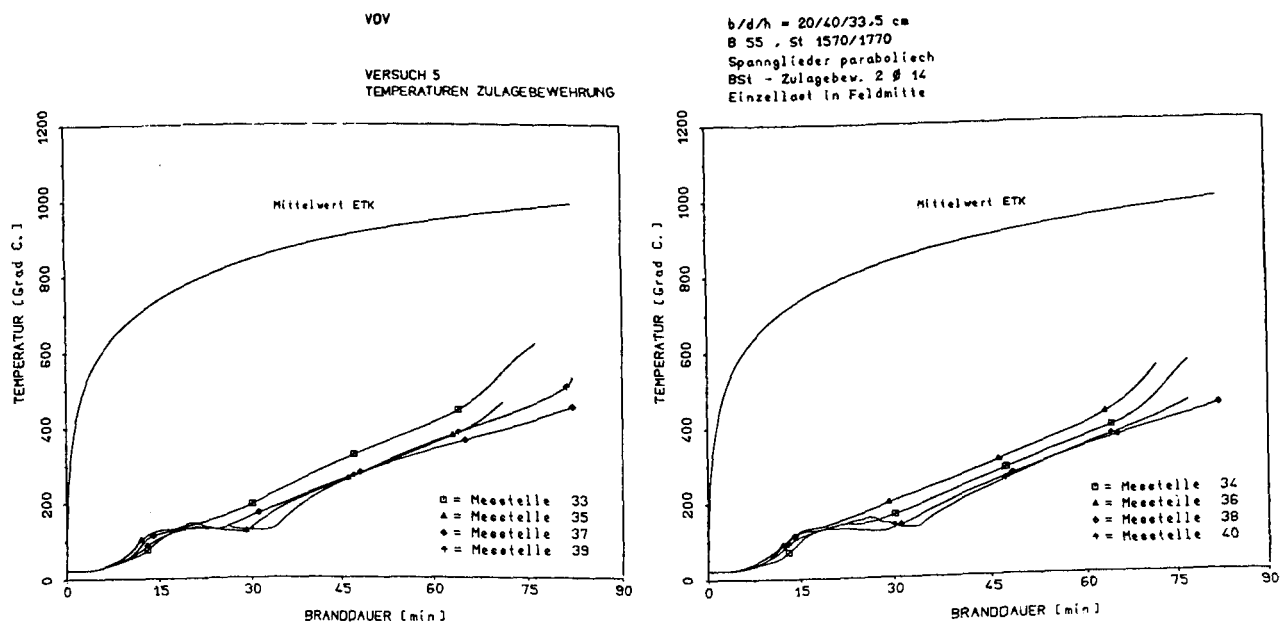


Bild 5.27: Temperaturmeßwerte an der Zulagebewehrung - Versuchskörper VoV-5

Wesentlich für die Auswertung des Versuchs VoV-5 ist die Temperatur der Zulagebewehrung aus Betonstahl. Diese an acht verschiedenen Stellen gemessenen Werte sind in Bild 5.27 dargestellt.

5.5.3 Verformungen der Versuchskörper

Entsprechend den Angaben in Bild 5.13 (s. Abschn. 5.3.2) wurde bei jedem Versuch an sieben Meßstellen die Durchbiegung des Versuchskörpers gemessen. Die so ermittelten Biegelinien sind für Zeitintervalle von jeweils 15 Minuten Branddauer sowie im Versagenszustand im Anhang dargestellt. Bild 5.28 zeigt exemplarisch diese Durchbiegungsverläufe für den Versuch VoV-5.

Zum Vergleich der Biegelinien sind im Bild 5.29 die Durchbiegungsmeßwerte der fünf Spannbetontträger zum Versagenszeitpunkt aufgetragen. Im unteren Diagramm dieses Bildes wurde mit den gleichen Symbolen jeweils die Zunahme der Trägerdurchbiegung in Feldmitte über der Branddauer eingetragen.

Die aus den Endverdrehungen der Versuchskörper (ermittelt aus der Differenz zweier horizontaler Verformungsmessungen, s. Abschnitt 5.3.2) berechneten Längenänderungen sind in Bild 5.30 dargestellt.

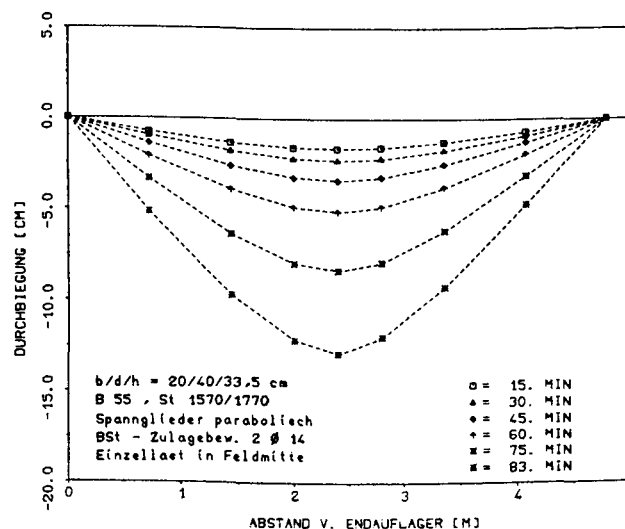


Bild 5.28: Durchbiegungsverläufe in 15-min-Zeitschritten Versuchskörper VoV-5)

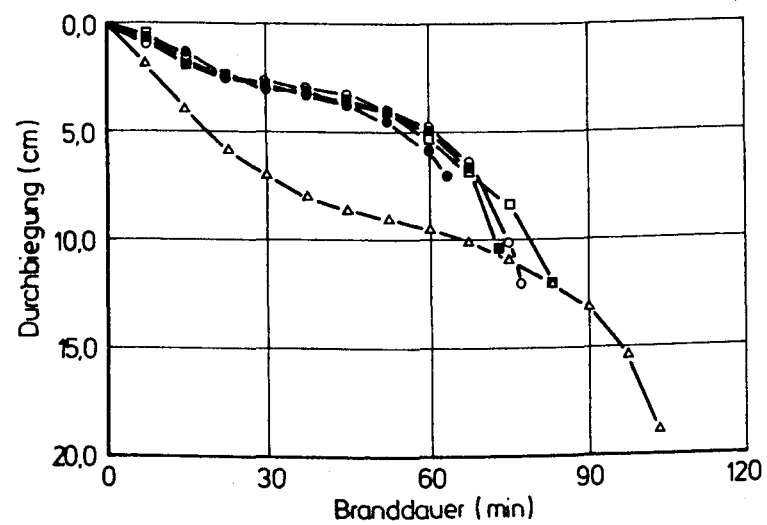
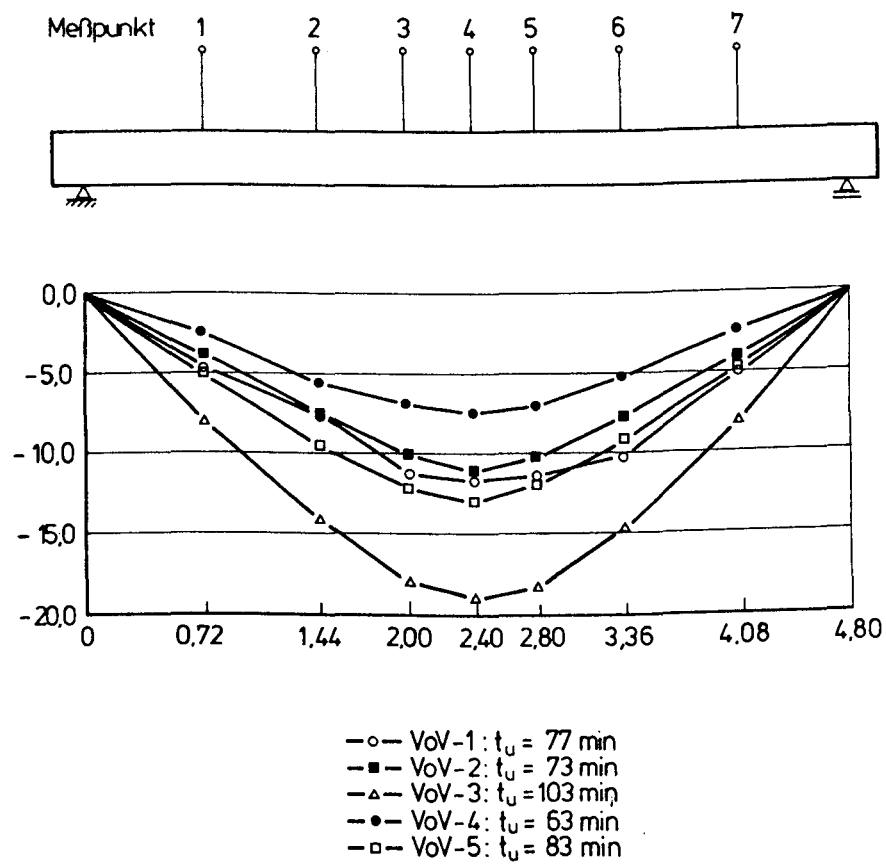


Bild 5.29: Biegelinien der Versuchskörper im Versagenszustand (oben und Mittendurchbiegung in Abhängigkeit von der Branddauer (unten))

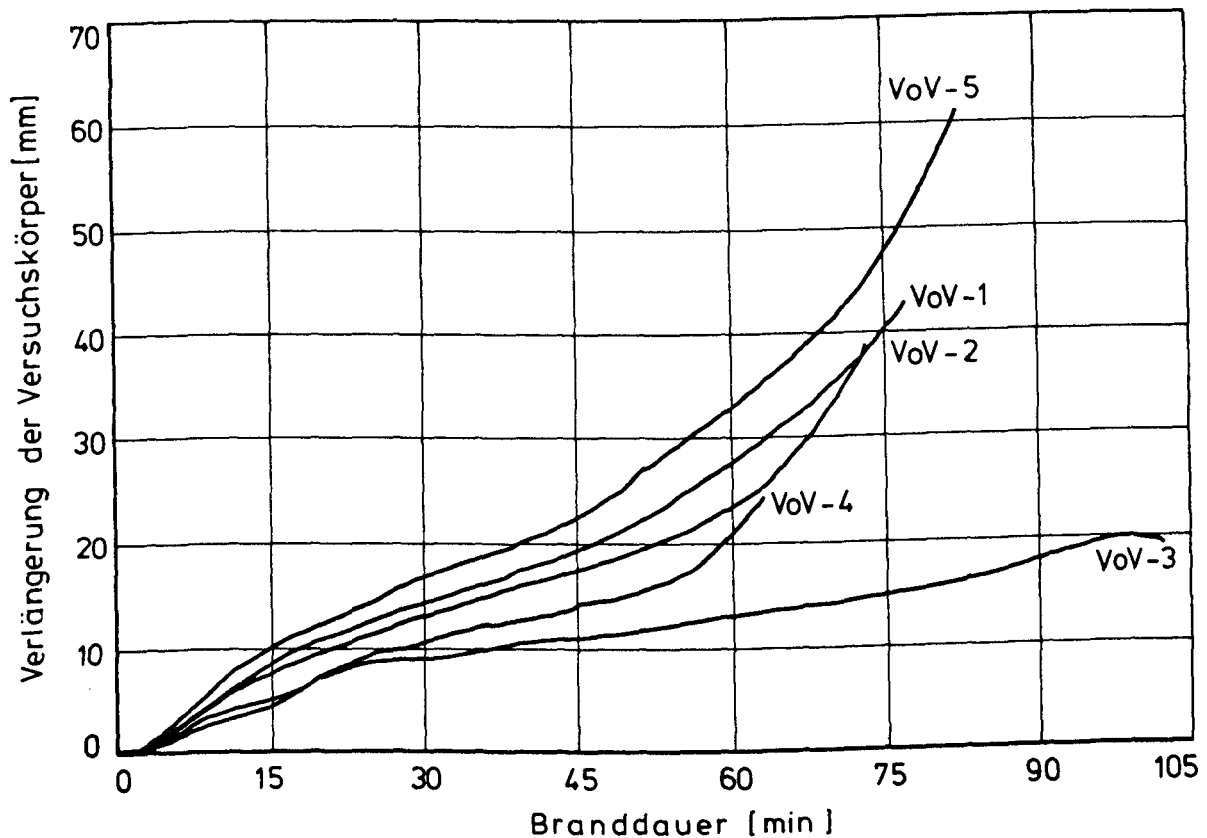


Bild 5.30: Längenänderung der Versuchskörper

5.5.4 Veränderung der Vorspannkkräfte

Die während der Brandversuche über die an der Festankerseite installierten Ringkraftmeßdosen registrierten Spannkkräfte sind im Bild 5.31 dargestellt.

Um den Einfluß der unterschiedlichen Vorspannkkräfte zu Beginn des Brandversuchs zu eliminieren, wurden die Spannkraftverläufe in Bild 5.32 in normierter Form dargestellt.

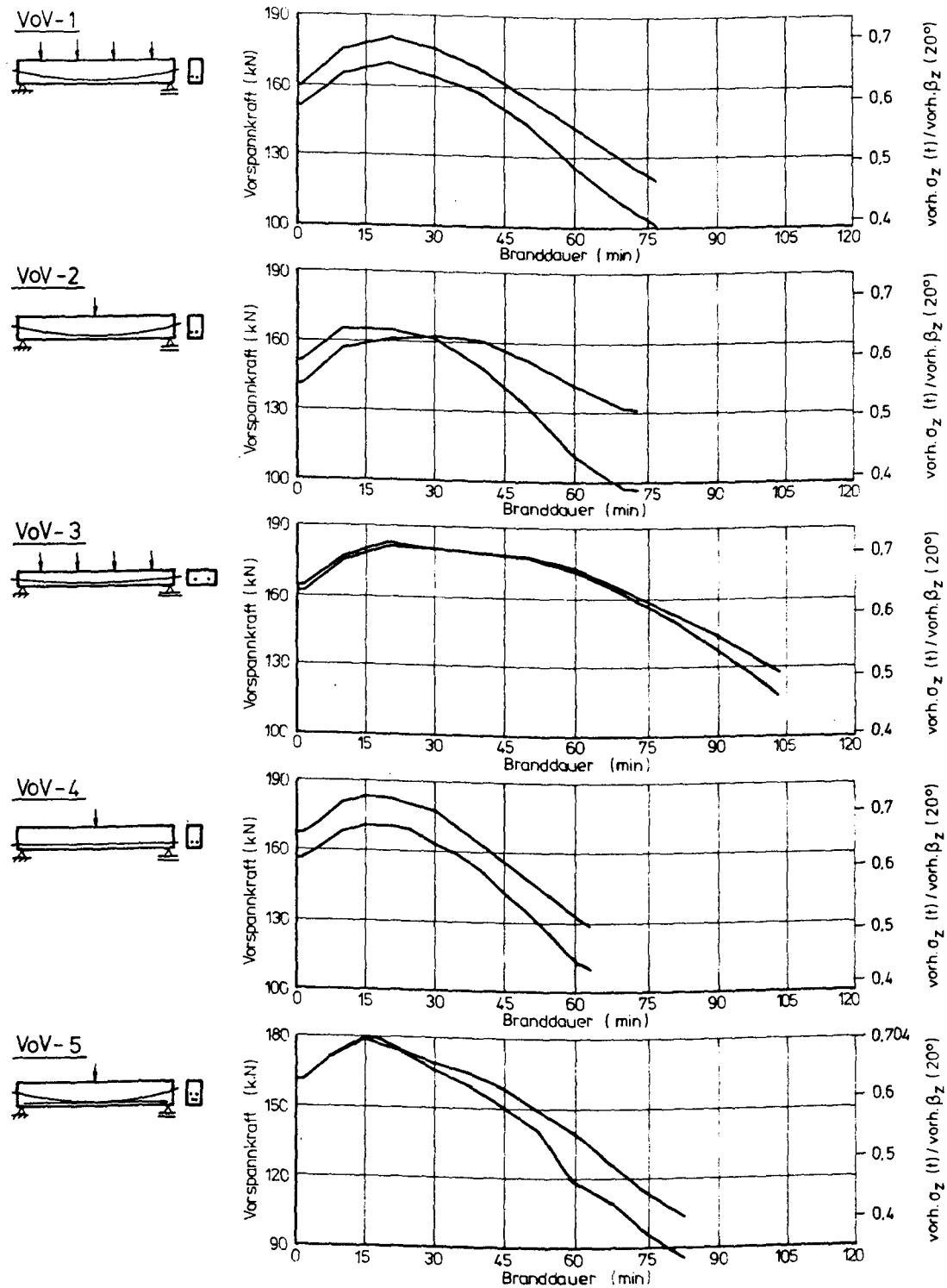


Bild 5.31: Veränderung der Spannkkräfte bzw. Spannsteelspannungen während der Brandbeanspruchung

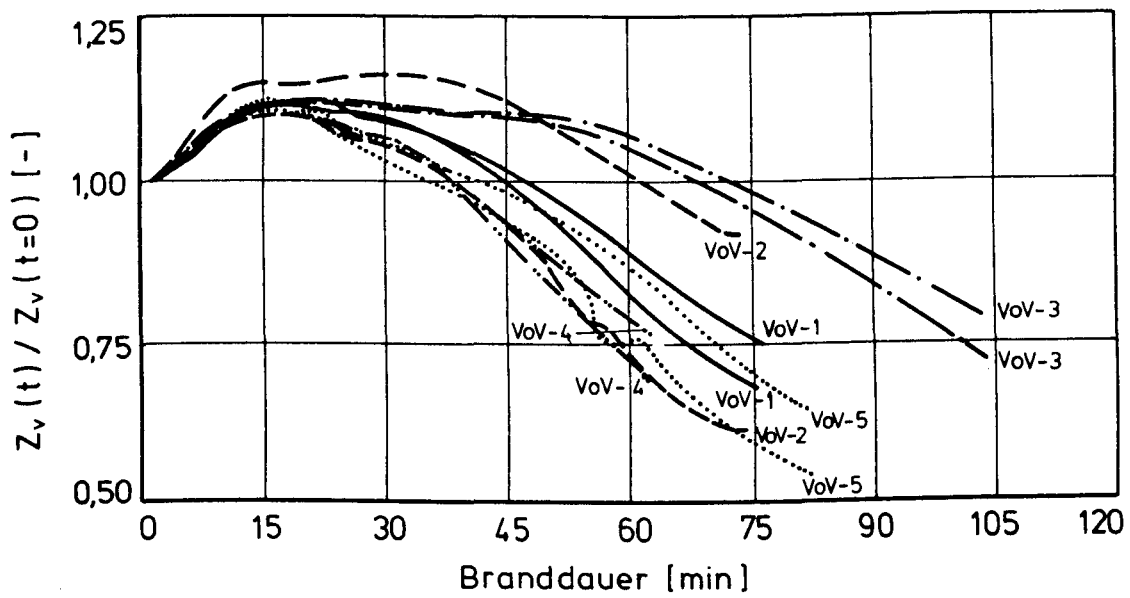


Bild 5.32: Veränderung der Spannkkräfte, bezogen auf den Anfangswert bei Beginn der Brandbeanspruchung

6. Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse

6.1 Trag- und Verformungsverhalten während der Brandbeanspruchung

Das Tragverhalten der untersuchten statisch bestimmt gelagerten Biegeträger mit verbundloser Vorspannung wurde wesentlich durch die thermisch bedingte Veränderung der Vorspannkraft während der Brandbeanspruchung beeinflusst. Aus der Darstellung der bezogenen Spannkraftverläufe in den Bildern 5.31 und 5.32 wird ersichtlich, daß die Veränderung der Spannstahlspannung bei allen durchgeführten Versuchen qualitativ den gleichen Verlauf hatte:

- Zunächst blieb die Spannung für einen Zeitraum von bis zu vier Minuten gegenüber dem Ausgangswert unverändert.
- Es folgte bei allen Versuchen ein Anstieg bis zum Erreichen eines Maximalwertes (nach etwa 15 - 20 Minuten Branddauer), der um 9 - 16 % (i.M. 11 %) über der Spannkraft bei Versuchsbeginn lag.
- Nach Erreichen des Maximalwertes fiel die Spannkraft um etwa 5 % ab, und es bildete sich ein mehr oder weniger ausgeprägtes Plateau, d.h. die Spannkraft blieb über einen Zeitraum annähernd konstant. Bei Versuch VoV-3, bei dem die Temperatur des Spannstahls aufgrund der höheren Seitenüberdeckung der Spannglieder langsamer anstieg, war das Plateau am stärksten ausgeprägt.
- Vom Ende des Plateaubereichs fiel die Spannstahlspannung bei allen Versuchen bis zum Versuchsende, d.h. bis kurz vor dem Versagen, annähernd linear auf einen Wert ab, der im Mittel etwa zwischen 20 und 30 % (VoV-5: ca. 40 %) unter dem Meßwert zu Beginn des Brandversuchs lag.

An der oben beschriebenen Veränderung der Spannung im Spannstahl wird das Tragverhalten der untersuchten Biegeträger prinzipiell deutlich. In den ersten Minuten des Brandversuchs stiegen die Brandraumtemperaturen rasch

an (nach vier Minuten Branddauer: $T_{ETK} = 524 \text{ }^{\circ}\text{C}$). Die Erwärmung der äußeren Schichten des Betonquerschnitts bewirkten eine sofortige Zunahme der Durchbiegung des Versuchskörpers (nach vier Minuten bereits ca. 5 mm bzw. 15 mm bei VoV-3, s. Bild 5.28), wobei die Durchbiegungen aber insgesamt so gering blieben, daß noch keine Spannkraftveränderungen gemessen wurden..

Mit fortschreitender Branddauer bewirkte der zunächst steile Temperaturgradient im Querschnitt eine weitere Zunahme der Durchbiegung. Sie verursachte zusammen mit der thermischen Dehnung des Betons eine Versuchskörperverlängerung, wodurch der Spannstahl zusätzlich gedehnt und somit der Anstieg der Vorspannkraft bis zum Erreichen des Spannkraftmaximums hervorgerufen wurde. Die Spannglieder waren zu diesem Zeitpunkt noch relativ kalt (Temperaturen etwa zwischen 75 und 130 °C zwischen der 15. und 20. Minute, s. Bild 5.24), d.h. die Festigkeits- und Dehnsteifigkeitsabnahme des Spannstahls betrug i.M. weniger als 10 %.

Im weiteren Verlauf des Brandversuchs wurde die Durchbiegungsgeschwindigkeit der Versuchskörper kleiner. Dies wird am Kurvenverlauf der über die Branddauer aufgetragenen Mittendurchbiegungen in Bild 5.28 deutlich: zwischen der 20. und 25. Minute wird der Kurvenverlauf flacher. Dieser Zeitpunkt stimmt jeweils etwa mit dem Erreichen der Maximalwerte der Spannkraften entsprechend der größten gemessenen Spannstahlspannung überein. In der Darstellung der Längenänderung der Versuchskörper in Bild 5.29 ist ebenfalls zwischen der 15. und 25. Minute der Versuchsdauer eine Verlangsamung der Längsdehnungszunahme der Bauteile zu erkennen. Bei Betrachtung der Temperaturen an den Spanngliedern (Bild 5.24) wird deutlich, daß diese Vorgänge mit dem Erreichen eines Temperaturhaltepunktes zwischen 100 °C bis ca. 150 °C einhergehen, der auf die Verdampfung des im Beton enthaltenen Wassers zurückzuführen ist.

Nach dem Verdampfen des Wassers (s.a. Beobachtungen während der Versuche, Abschnitt 5.4.3) wurden auch die Innenbereiche des Betonquerschnitts mehr und mehr durchwärmt, der Temperaturgradient wurde allmählich abgebaut. In dieser Versuchsphase des "Plateaus" glichen sich die thermische Versuchskörperlängung und der bereits einsetzende Spannungsverlust infolge Erwärmung des Spannstahls in etwa aus, was als Verharren bzw. als

geringe Abnahme der Spannkraft gemessen wurde. Die zeitliche Länge dieser Phase wurde offensichtlich von der Erwärmungsgeschwindigkeit des Spannstahls bestimmt: im Versuch VoV-3 (mit größerer seitlicher Betondeckung der Spannglieder) führte die relativ kleine Aufheizgeschwindigkeit des Spannstahls dazu, daß die Spannstahlspannung wesentlich länger nahezu unverändert blieb. Dies führte zu einem um ca. 30 Minuten längeren Plateaubereich und einer entsprechend höheren Feuerwiderstandsdauer gegenüber den übrigen Versuchskörpern.

In der letzten Phase des Brandversuchs fiel die Spannung vom "Plateau" nahezu linear auf ca. 75 % des Werts vom Versuchsbeginn ab. Der Beginn der Spannung fiel zeitlich stets mit dem steileren Ansteigen der Spannstahltemperatur (s. Bild 5.24), einer Erhöhung der Durchbiebungsgeschwindigkeit (s. Bild 5.28), aber auch mit einem größeren Zuwachs an thermischer Versuchskörperlängung (s. Bild 5.29) zusammen. Die ansteigenden Temperaturen der Spannglieder bewirkten stark zunehmende thermische Dehnungen des Stahls. Die thermische Verlängerung des Trägers reichte trotz überlinearer Zunahme in dieser Phase der Brandbeanspruchung nicht mehr aus, um

- die großen thermischen Spannstahldehnungen auszugleichen und
- dem Festigkeitsverlust des Spannstahls infolge der Temperaturbeanspruchung entgegenzuwirken.

Durch den temperaturbedingten Spannkraftverlust und der gleichzeitigen temperaturbedingten Abnahme der Betonfestigkeit wurde das Bruchmoment des Biegeträgers schließlich bis auf den Wert des im Gebrauchszustand vorhandenen Wertes abgebaut, d.h. der Versagenszustand wurde erreicht. Im Versagenszustand wuchsen die Durchbiegungen überproportional an als Folge der großen plastischen Dehnungen des Spannstahls im am höchsten temperaturbeanspruchten Querschnitt.

Der Zusammenhang zwischen temperaturabhängigem Spannkraftverlauf und der zugehörigen Spannstahldehnung zur Aktivierung der entsprechenden Spannstahlspannung wird durch Bild 6.1 verdeutlicht. Durch Zuordnung von gleichzeitig gemessener Spannkraft und Temperatur im thermisch am

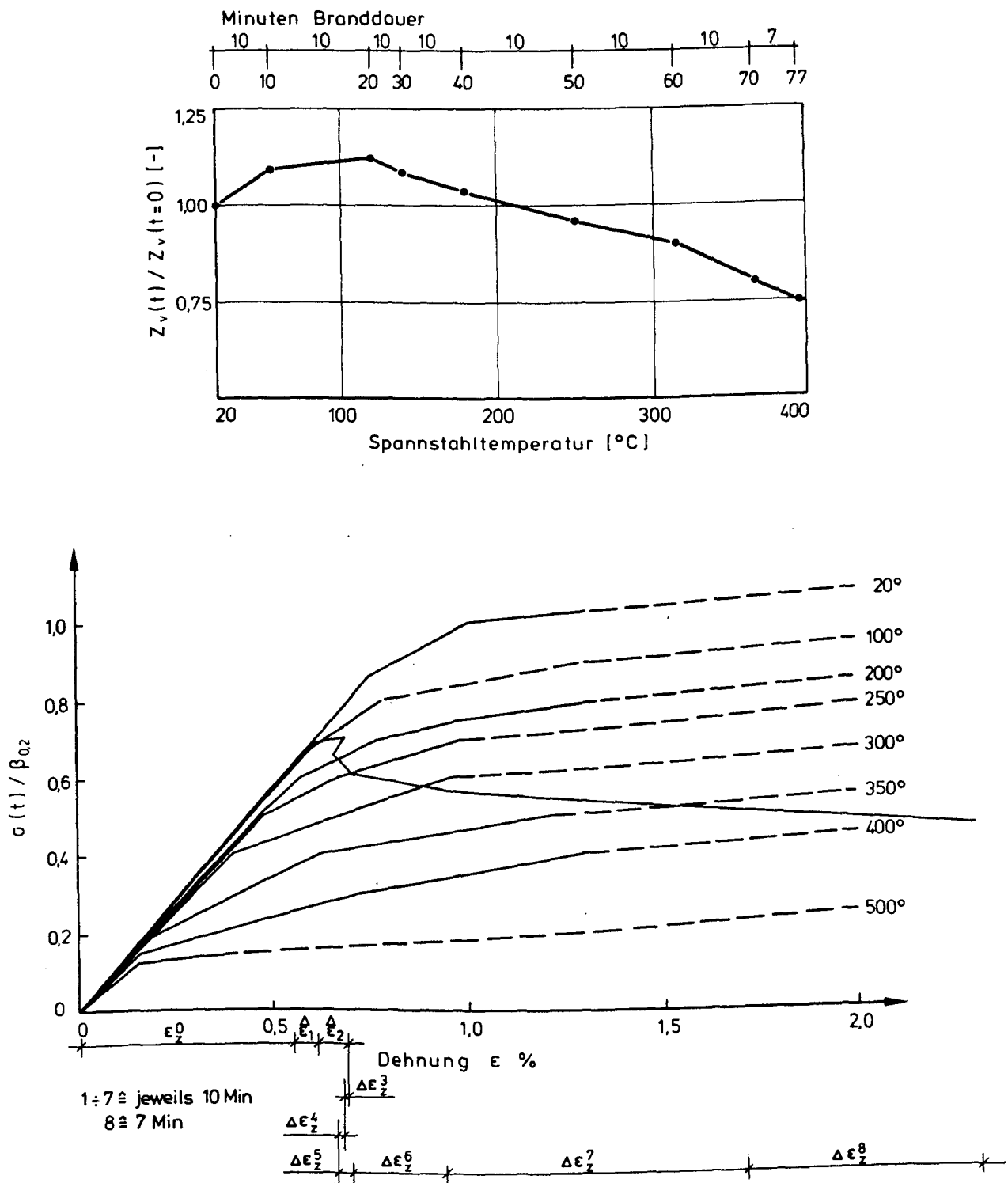


Bild 6.1: Spannungserzeugende Dehnungen des Spannstahls (Versuch VoV-1, Trägermitte)

höchsten beanspruchten und damit für die Größe der Spannstahlspannung maßgebenden Querschnitt (bei Versuch VoV-1: Trägermitte) können für jeden Zeitpunkt die spannungserzeugenden Dehnungen aus den Arbeitslinien für den temperaturbeanspruchten Litzenspannstahl bestimmt werden. Bild 6.1 zeigt deutlich, daß mit Erreichen der Versagenstemperatur des Spannstahls bei 397 °C große plastische Dehnungen zur Aktivierung der erforderlichen Spannstahlspannung erforderlich werden.

Aus Bild 6.1 wird außerdem deutlich, daß nach etwa 20 Minuten der Brandbeanspruchung eine Phase konstanter bzw. leicht rückläufiger spannungserzeugender Dehnungen eintritt. Dieser Zeitpunkt stimmt mit dem Erreichen des "Plateaus" überein, d.h. die Spannkraft veränderte sich eine Zeitlang nur unwesentlich.

6.2 Einfluß der untersuchten Parameter auf das Tragverhalten und die Feuerwiderstandsdauer

6.2.1 Laststellung

Bei den von Trost u.a. /TCW 84, Wel 88, Zim 85, Zim 88/ durchgeführten Traglastversuchen bei Normaltemperatur an Biegeträgern mit VoV zeigte sich deutlich der Einfluß unterschiedlicher Laststellungen auf die Rißverteilung (bei fülligerer Momentenlinie Risse gleichmäßig verteilte Risse, bei Einzellast in Feldmitte Rißkonzentration in Feldmitte) und die Durchbiegung (bei gleichmäßig verteilter Belastung fast doppelt so große Mittendurchbiegung im Versagenszustand im Vergleich zur Belastung mit einer Einzellast in Feldmitte).

Die bei den Versuchen VoV-1 und VoV-2 beobachtete Rißbildung (Bild 5.20) deutet darauf hin, daß bei Brandbeanspruchung eine ähnliche Rißbildung auftritt wie bei Normaltemperatur:

Unter Einwirkung einer auf vier Einzellasten verteilten Belastung (VoV-1) wurden neben einem größeren Riß etwa in Feldmitte weitere im Bereich zwischen 2,40 m und 3,40 m der Feldlänge verteilte Risse beobachtet. Bei Versuch VoV-2 trat dagegen i.w. nur ein klaffender Riß unter der Einzellast auf.

Diese Beobachtung wird durch den Verlauf der gemessenen Biegelinien bestätigt (s. Bild 5.28): Entsprechend der fülligeren Momentenlinie ergaben sich in Feldmitte beim Versuch VoV-1 (im Vergleich zum Versuch VoV-2) annähernd 16 % größere Durchbiegungen.

Bei den Aachener Versuchen wurde kein Einfluß der Laststellung auf die Traglast festgestellt. Bei den Brandversuchen ergab sich trotz unterschiedlicher Lastanordnung keine wesentlich andere Feuerwiderstandsdauer (77 min bei verteilter gegenüber 73 min bei einzelner Last). Die mittlere Spannstahlspannung im Versagenszustand lag bei Belastung mit einer Einzellast mit $0,77 \sigma_{v0}$ um 5 % höher als bei verteilter Belastung ($0,72 \sigma_{v0}$).

6.2.2 Querschnittsform

Im Versuch VoV-3 wurde ein Plattenstreifen mit einer Schlankheit von $L/d = 24$ gegenüber $L/d = 12$ bei den übrigen Versuchskörpern verwendet. Die Laststellung entsprach mit vier Einzellasten der des Versuchs VoV-1. Aufgrund der größeren seitlichen Betondeckung wurden die Spannglieder bei Versuch VoV-3 langsamer erwärmt, dadurch ergab sich im Vergleich zu Versuch VoV-1 eine höhere Feuerwiderstandsdauer (103/76 Minuten). Erwartungsgemäß stellten sich aufgrund des Schlankheitseinflusses ca. 43 % größere Durchbiegungen im Versagenszustand ein (VoV-3: $17,5 \text{ cm} \equiv 1/27$, VoV-1: $12,2 \text{ cm} \equiv 1/39$, s.a. Bild 5.28). Anders als bei Versuch VoV-1 war die Rißverteilung jedoch gleichmäßiger, es wurden mehrere Risse über eine Länge von 3 m verteilt beobachtet, die bei Entlastung wieder zusammengedrückt wurden (s. Bild 5.19 + 5.20). Auf die Größe der Spannstahlspannung im Versagenszustand hatte die Querschnittsform keinen wesentlichen Einfluß. Bezogen auf den Meßwert zu Versuchsbeginn fiel die mittlere Spannung auf 75,4 % ab, d.h. sie war um 4,1 % größer als bei VoV-1 (71,3 %).

6.2.3 Spanngliedführung

Der mit einer Exzentrizität von 13,5 cm und gerade verlegtem Spannglied hergestellte Versuchskörper VoV-4 hatte gegenüber dem von den Abmessungen und der Laststellung vergleichbaren Biegeträger VoV-2 eine um 10 Minuten kürzere Feuerwiderstandsdauer (63/73 min). Wegen der geraden Spanngliedführung wurde der Spannstahl über die gesamte Versuchskörperlänge gleichmäßig erwärmt. Dadurch stellten sich früher als bei Versuch VoV-2 (mit parabolisch verlegten und damit nur in Feldmitte der maximalen Erwärmung ausgesetzten Spanngliedern) große thermische Dehnungen des Spannstahls ein, die nicht mehr durch die thermische Längung des Betons ausgeglichen werden konnten. Dies hatte einen frühzeitigen Abfall der Spannstahlspannung zur Folge. Die Darstellung der gemessenen Vorspannkraftveränderungen in Bild 5.31 bestätigt diesen Sachverhalt. Die Phase des Verharrens der Spannung im Spannstahl, d.h. Ausgleich zwischen Bauteilverlängerung und thermischer Dehnung des Spannstahls, ist bei diesem Versuch sehr kurz, der abfallende Ast ist um den Betrag der Differenz der Feuerwiderstandsdauer (10 min zu VoV-2) parallelverschoben.

Die über die Trägerlänge konstant exzentrische Spanngliedführung bewirkte negative, d.h. rückstellende Momente an den Auflagern. Dementsprechend gering waren die Durchbiegungen des Versuchskörpers, die nur 6,1 cm (= 1/79; 58 % von VoV-2) im Versagenszeitpunkt erreichten. Die Rißbildung wurde ebenfalls günstig beeinflusst, es traten keine klaffenden Risse auf. Das Rißbild war relativ gleichmäßig, ähnlich wie bei Versuchskörper VoV-3.

Auf die Änderung der Spannstahlspannung während des Brandversuchs hatte die Spanngliedführung keinen wesentlichen Einfluß. Im Versagenszustand wurden im Versuch VoV-4 i.M. 74,8 % der Spannkraft bei Versuchsbeginn gemessen, das sind lediglich 2,1 % weniger als bei Versuch VoV-2.

6.2.4 Schlaffe Bewehrung

Beim Versuchskörper VoV-5 wirkte sich der von $\mu = 0,27 \%$ bei den übrigen Versuchen auf $\mu = 0,65 \%$ erhöhte Bewehrungsgehalt des Betonquerschnitts deutlich auf das Versuchsergebnis aus. Die Feuerwiderstandsdauer lag um 9 Minuten über der des Spannbetonträgers VoV-2 (82/73 Minuten). Die Durchbiegung im Augenblick des Versagens entsprach mit 12,2 cm (1/39) annähernd derjenigen bei Versuch VoV-1 und lag somit 16 % über der des Vergleichsversuchs VoV-2. Das Maximum der Spannstahlspannung wurde wie bei Versuch VoV-2 bereits relativ früh, nach etwa 15 Minuten Branddauer erreicht. Die "Plateauphase" mit annähernd konstanter Spannung war nur wenige Minuten lang. Bereits ab etwa der 20. Minute begann die Spannkraft deutlich abzunehmen, obwohl aus der Darstellung der berechneten Bauteilverlängerung in Bild 5.30 ersichtlich wird, daß beim Versuch VoV-5 etwas größere thermische Dehnungen aufgetreten sind als im Versuch VoV-2. Ein Vergleich der Entwicklung der Spannstahltemperaturen (s. Anhang) zeigt, daß der Versuchskörper VoV-5 gegenüber VoV-2 sogar etwas langsamer erwärmt wurde. Eine mögliche Erklärung für das frühzeitigere Absinken der Spannung könnte der höhere Anfangswert bei Versuchsbeginn sein, weil durch die größere Vordehnung des Spannstahls der Bereich plastischer Dehnungen bei zunehmender Temperatur eher erreicht wird.

Das Absinken der Spannstahlspannung im Versuch VoV-5 geschah etwa mit der gleichen Geschwindigkeit wie bei den übrigen Versuchen; gegenüber VoV-2 trat eine parallele Verschiebung des abfallenden Astes der Spannkraft aufgrund der beschriebenen, wenig ausgeprägten Haltezeit der Spannstahlspannung nach Erreichen des Maximalwertes ein. Die Zulagebewehrung aus Betonstahl bewirkte eine gleichmäßige Rißverteilung. Die Rißbreiten waren geringer als beim Vergleichsversuch VoV-2, es traten keine klaffenden Risse auf.

Der Verlauf der Mittendurchbiegung über der Branddauer in Bild 5.28 zeigt beim Versuch VoV-5 einen flacheren Verlauf bei Annäherung an den Versagenszustand als bei den anderen Versuchen. Dieser Effekt ist der günstigen, rißverteilenden Wirkung der im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrung zuzuschreiben. Obwohl die Temperatur der Betonstahlbewehrung

Bild 6.2: Einfluß der untersuchten Parameter

untersuchter Parameter	Rißbild	max. Durchbiegung	vorh.Spannkraft im Versagenszustand	Feuerwiderstandsdauer
		(cm)	(% Z_V^0)	(min)
Nullversuch (4 Einzellasten)	Risse verteilt	12,2	71,3	77
Laststellung (Einzellast)	ein klaffender Riß	geringer - 1,7	größer + 5,6	geringer - 4
Querschnittsform (größere Schlank- heit)	Risse verteilt	größer + 5,3	größer + 4,1	größer + 26 (große Seitenüber- deckung d. Spann- stahls)
Spanngliedführung (gerade)	kleinere Risse, verteilt	geringer - 6,1	größer + 3,5	geringer - 14
schlaaffe Beweh- rung	fein verteilte Risse	=	geringer - 12,2	größer + 5

bereichsweise schon nach etwa 70 Minuten den Wert von 500 °C überschritt, verhinderte die Betonstahlbewehrung bis zum Versagen des Trägers in der 82. Minute das überproportionale Anwachsen der plastischen Spannstahldehnungen. So sank die Spannstahlspannung im Versagenszustand auf den Wert von 59,1 % des Anfangswertes ab (16,3 % weniger als bei VoV-2), und die Versagenstemperatur des Spannstahls lag um ca. 40 °C höher als bei den übrigen Versuchen (s. Abschn. 6.3).

In Bild 6.2 sind die untersuchten Parameter nochmals zusammengestellt.

6.3 Spannstahlspannung und Spannstahltemperatur im Versagenszustand

Das Ziel der durchgeführten Untersuchungen war vornehmlich, durch die Messung der Vorspannkraft während der Brandbeanspruchung den Einfluß verschiedener Parameter auf die Größe der im Versagenszustand vorhandenen Spannstahlspannung zu bestimmen. Über die dabei beobachteten Effekte und die Ergebnisse wurde in den Abschnitten 6.1 und 6.2 ausführlich berichtet.

Der im Bruchzustand des Biegeträgers vorhandene Ausnutzungsgrad des Spannstahls ist, wie eingangs erläutert (s. Abschnitt 2 und 3.1), die maßgebende Größe zur Bestimmung der sog. "kritischen Temperatur" des Spannstahls. Mit Hilfe der kritischen Temperatur werden die zum Erreichen bestimmter Feuerwiderstandsdauern erforderlichen Betondeckungen festgelegt. Mangels vorliegender Versuchsergebnisse wurde in der entsprechenden deutschen Norm bislang bei der brandschutztechnischen Auslegung verbundlos vorgespannter Bauteile die Veränderung der Spannstahlspannung als gering erachtet und daher nicht berücksichtigt (s. Abschnitt 3 und 4). Die Bestimmung der kritischen Temperatur des Spannstahls wurde stets über die im Gebrauchszustand vorhandene Spannstahlspannung σ_{V0} vorgenommen, was zu relativ großen erforderlichen Betondeckungen der Spannglieder führte.

Bez.	Versagenszeiten (min)	
	nach DIN 4102	im Versuch
VoV-1	62	77
VoV-2	58	73
VoV-3	89	103
VoV-4	56	63
VoV-5	62	82

Bild 6.3: Versagenszeiten nach DIN 4102 und im Versuch

Ein Vergleich (Bild 6.3) der bei den durchgeführten Versuchen erreichten Versagenszeiten mit den Feuerwiderstandsdauern, die nach dem derzeitigen Bemessungskonzept von DIN 4102 Teil 4 zu erwarten gewesen wären, zeigt, daß die Annahmen der gültigen Norm für statisch bestimmte Bauteile teilweise weit auf der sicheren Seite liegen. Selbst bei Versuch VoV-4 mit der brandschutztechnisch ungünstigsten, geraden Spanngliedführung wurde eine Feuerwiderstandsdauer von 63 Minuten erreicht, d.h. eine Zeit um etwa 8 Minuten über dem Erwartungswert.

Eine differenzierte Betrachtung der gemessenen Versagenstemperaturen der Spannglieder und der Feuerwiderstandsdauer der Biegeträger im Vergleich zu den Werten, die sich bei Bemessung nach DIN 4102 Teil 4 ergeben, erfordert, daß die zum maßgebenden Ausnutzungsgrad $\alpha = \sigma_z / \sigma_{z, \text{vorh}}$ β_z gehörende kritische Spannstahltemperatur bestimmt und der Zeitpunkt ihres Erreichens im Brandversuch ermittelt wird.

In den Bildern 6.4 ÷ 6.6 sind die für diese Betrachtung erforderlichen, berechneten bzw. aus den Meßdaten ermittelten Werte zusammengestellt. Es zeigt sich, daß die nach DIN 4102 Teil 4 zu erwartenden Versagenszeiten und -temperaturen von den auf Versuchsdaten basierenden Werten deutlich überschritten werden.

Die in Spalte 6 der Tabelle in Bild 6.5 aufgeführten Werte zeigen, daß die Bestimmung der kritischen Spannstahltemperatur bei Ansatz der im Versagenszustand vorhandenen Spannstahlspannung zu einer kritischen Temperatur führt, die den gemessenen Versagenstemperaturen sehr nahe kommt. Mit Ausnahme des Versuchs VoV-4 (Meßwert unterschreitet crit T um 8,5 °C wird die Spannstahltemperatur im Augenblick des Versagens stets auf der sicheren Seite liegend angenähert (Unterschreitung des Meßwerts zwischen 0,32 und 4,86 %).

Diese Auswertung der Versuche zeigt deutlich, daß zur Festlegung der kritischen Temperatur der Ausnutzungsgrad des Spannstahls im Versagenszustand bei Brandeinwirkung berücksichtigt werden muß.

Versuch	Temperatur im Versagenszustand					Versagenszeit
(-)	Spannglied 1		Spannglied 2			t_u (min)
	Meß- stelle	T_u (°C)	Meß- stelle	T_u (°C)	\bar{T}_u (°C)	
VoV-1	240	395	190	396	396	77
VoV-2	240	395	190	413	404	73
VoV-3	290	391	240	404	397	103
VoV-4	165	361	240	391	376	63
VoV-5	240	451	240	421	436	82
	Zulagebewehrung Nr. 1: 621 °C nach 76 min Nr. 2: 580 °C nach 78 min					

Bild 6.4: Spannstahltemperaturen im Versagenszustand (Versuchswerte)

Versuch	crit T aus Spannstahlspannung im Gebrauchszustand								crit T aus Spannstahlspannung im Versagenszustand							
	Spannglied 1				Spannglied 2				Spannglied 1				Spannglied 2			
	Z_{vo}^1	σ_{vo}^1	$\frac{\sigma_{vo}^1}{\text{vorh } \beta_z}$	crit T ¹	Z_{vo}^2	σ_{vo}^2	$\frac{\sigma_{vo}^2}{\text{vorh } \beta_z}$	crit T ²	Z_{vu}^1	σ_{vu}^1	$\frac{\sigma_{vu}^1}{\text{vorh } \beta_z}$	crit t	Z_{vu}^2	σ_{vu}^2	$\frac{\sigma_{vu}^2}{\text{vorh } \beta_z}$	crit t
	kN	N/mm ²	-	°C	kN	N/mm ²	-	°C	kN	N/mm ²	-	°C	kN	N/mm ²	-	°C
VoV-1	161,5	1154	0,63	330	152,5	1089	0,59	340	121,1	865	0,47	385	103,7	741	0,40	405
VoV-2	141,5	1011	0,55	355	152,5	1089	0,59	340	130,9	935	0,51	370	94,6	676	0,37	415
VoV-3	163,5	1168	0,63	330	165,5	1182	0,64	325	129,2	923	0,50	375	119,2	851	0,46	385
VoV-4	157,5	1125	0,61	340	169,5	1211	0,66	315	110,3	788	0,43	395	130,5	932	0,50	375
VoV-5	162,5	1161	0,63	330	162,5	1161	0,63	330	87,8	627	0,34	425	104	743	0,40	405

Bild 6.5 Kritische Temperaturen des Spanngliedes bei Ansatz der im Versuch gemessenen Spannungen im Gebrauchs- bzw. im Versagenszustand

(Der Ermittlung von crit T liegt das Diagramm B.2 nach DIN 4102 Teil 4, Anhang B 2, zugrunde)

1	2	3	4	5	6
Versuch	FWD t_u	\bar{T}_u	crit T = $f(\bar{\sigma}_{v0})$	erw. t_u	crit T = $f(\bar{\sigma}_{vu})$
	(min)	°C	°C	min	°C
VoV-1	77	396	332	62	395
VoV-2	73	404	346	58	393
VoV-3	103	397	324	89	380
VoV-4	63	376	324	56	385
VoV-5	82	436	325	62	415
t_u Feuerwiderstandsdauer \bar{T}_u Versagenstemperatur der Spannglieder (Mittelwert) $\bar{\sigma}_{v0}$ mittl. Spannstahlspannung im Gebrauchszustand erw. t_u Zeit beim Erreichen der mit $\bar{\sigma}_{v0}$ ermittelten kritischen Temperatur $\bar{\sigma}_{vu}$ mittl. Spannstahlspannung im Versagenszustand					

Bild 6.6: Gegenüberstellung der gemessenen Versagenszeiten und -temperaturen - 2 und 3 - mit den Werten bei Bemessung mit $\bar{\sigma}_{v0}$ - 4 und 5 - bzw. $\bar{\sigma}_{vu}$ - 6 -

7. Berechnung des Tragverhaltens verbundlos vorgespannter Biegeträger unter Brandbeanspruchung

7.1 Grundlagen

Bei Bauteilen mit im Verbund liegenden Spanngliedern sind die Dehnungen des Spannstahls und die Betondehnungen in Höhe der Spanngliedachse gleich. Unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte kann die vorhandene Spannkraft aus der in jedem Schnitt gültigen Verträglichkeitsbedingung der Dehnungen bestimmt werden:

$$\epsilon_v = \epsilon_{v0} + \epsilon_{bv} \quad (1)$$

mit ϵ_v = vorh. Spannstahldehnung

ϵ_{v0} = Vordehnung des Spannstahls

ϵ_{bv} = Betondehnung in Höhe des Spannglieds

Bei Vorspannung ohne Verbund kann sich das Spannglied dagegen gegenüber dem umgebenden Beton ungehindert verschieben. Gleiche Verformungen von Spannstahl und Beton ergeben sich daher nur bei Betrachtung des gesamten Bauteils zwischen zwei Verankerungspunkten des Spannglieds. Zur Berechnung der vorhandenen Spannkraft ist es notwendig, das Formänderungsverhalten des Gesamttragwerks zu berücksichtigen. Die Verträglichkeitsbedingung muß in diesem Fall die Dehnungen des Betons in Höhe der Spanngliedachse über die gesamte Spannstahllänge zwischen zwei Endverankerungen erfassen:

$$\epsilon_v = \epsilon_{v0} + \frac{1}{l} \int_{x=0}^{x=l} \epsilon_{bv} dx = \epsilon_{v0} + \Delta \epsilon_v \quad (2)$$

mit l = Länge des Spannglieds zwischen zwei Endverankerungen

Der Wert $\Delta \epsilon_v$ stellt den Dehnungszuwachs des Spannstahls infolge Gebrauchslasten dar, der bei Normaltemperatur unter Vernachlässigung der Spanngliedreibung über die Spannstahllänge konstant ist. Bei bekannter Gesamtdehnung ϵ_v kann die zugehörige Stahlspannung σ_v aus der Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls bestimmt werden. Die auftretenden Schnitt-

größen ergeben sich dann aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte.

Für die Berechnung der Spannungsveränderung verbundlos geführter Spannglieder bei Brandbeanspruchung ist es erforderlich, neben dem Formänderungsverhalten des Gesamttragwerks auch das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten der Baustoffe Spannstahl, Betonstahl und Beton zu berücksichtigen. In die Verträglichkeitsbedingung der Dehnungen zwischen zwei Verankerungen müssen die lastabhängigen Anteile (spannungserzeugende Zwangsdehnungen) temperaturabhängig eingeführt werden /Ric 82/. Da Beton und Spannstahl sich infolge der Temperatureinwirkung unterschiedlich ausdehnen, müssen außerdem die lastunabhängigen thermischen Dehnungen in die Berechnung eingehen:

$$\int_{x=0}^{x=l} (\epsilon_v(T) - \epsilon_v^0 + \epsilon_v^{th}(T)) dx = \int_{x=0}^{x=l} (\epsilon_{bv}(T) + \epsilon_{bv}^{th}(T)) dx \quad (3)$$

mit $\epsilon_v(T)$ = temperaturabhängige spannungserzeugende Dehnung des Spannstahls
 $\epsilon_v(T)$ = thermische Dehnung des Spannstahls
 $\epsilon_{bv}(T)$ = temperaturabhängige spannungserzeugende Dehnung des Betons in Höhe der Spanngliedachse
 $\epsilon_{bv}(T)$ = thermische Dehnung des Betons.

Bei parabelförmiger Spanngliedführung wird der Spannstahl durch die veränderliche Höhenlage im Bauteil ungleichmäßig erwärmt. Es bildet sich ein Temperaturgradient in Längsrichtung des Spannglieds aus (s. Abschn. 5.5.2, Bild 5.25). Entsprechend dem Temperaturprofil entlang der Stabachse werden unterschiedliche Spannstahldehnungen zur Aufnahme der vorhandenen Spannkraft aktiviert. Die Verträglichkeitsbedingung nach Gleichung (3) gilt also uneingeschränkt nur für Bauteile mit gerader Spanngliedführung. Bei parabelförmigem Verlauf sind die Beton- und Spannstahldehnungen zusätzlich von der jeweiligen Höhenlage, d. h. vom Ort x abhängig:

$$\int_{x=0}^{x=l} (\epsilon_v(T,x) - \epsilon_v^0 + \epsilon_v^{th}(T,x)) dx = \int_{x=0}^{x=l} (\epsilon_{bv}(T,x) + \epsilon_{bv}^{th}(T,x)) dx \quad (4)$$

Die Verträglichkeitsbedingung (4) kann mit vertretbarem Aufwand nur iterativ gelöst werden. Wegen der mit zunehmender Branddauer veränderlichen Vorspannkraft ist der numerische Aufwand relativ groß. Zur Berechnung des Tragverhaltens verbundlos vorgespannter Biegeträger unter Brandbeanspruchung wurde daher das Computer-Programm "VOV-F" entwickelt, dessen Algorithmus im folgenden erläutert wird.

7.2 Ansätze für die nichtlineare Berechnung

Im Brandfall sind Schnittgrößen und Verformungen eines Tragwerks hochgradig nichtlinear von der vorhandenen Last abhängig. Das Superpositionsprinzip kann daher nicht angewendet werden. Alle auf ein Bauteil während der Brandbeanspruchung einwirkende Lasten müssen bei der Berechnung des Tragverhaltens gleichzeitig berücksichtigt werden.

Anders als bei einem Traglastversuch bei Raumtemperatur, bei dem die aufgebrachte Belastung bis zum Bruch des Bauteils, d.h. bis zum Überschreiten der maximal aufnehmbaren inneren Schnittgrößen gesteigert wird, bleibt die Belastung während der Brandeinwirkung konstant. Der Versagenzustand wird erreicht, wenn die aufnehmbare Last infolge des temperaturbedingten Festigkeits- und Steifigkeitsverlusts der Baustoffe auf die Größe der konstant vorhandenen äußeren Belastung abgesunken ist. Bei verbundlos vorgespannten Betonbauteilen beeinflusst die veränderliche Spannkraft zudem entscheidend das Tragvermögen. Bei Normaltemperatur bewirkt die Laststeigerung ein Anwachsen der Spannstahlspannung und damit des aufnehmbaren Moments (bis zum Erreichen der Fließgrenze des Stahls). Im Brandfall wirkt dem zunächst in Abhängigkeit von der Massigkeit des Bauteils und von der wirksamen Betondeckung der Spannglieder auftretendem Spannkraftzuwachs die zunehmende Materialentfestigung entgegen. Bei weiter ansteigender Temperatur sinkt das aufnehmbare Moment des Spannbetonträgers überproportional zur Festigkeitsabnahme der Baustoffe Beton und

Spannstahl, da u.a. die abfallende Spannkraft und der damit verbundene Verlust an Umlenkkraft (s. Bild 7.1) nicht mehr durch Vergrößerung des Hebelarms der inneren Kräfte ausgeglichen werden kann.

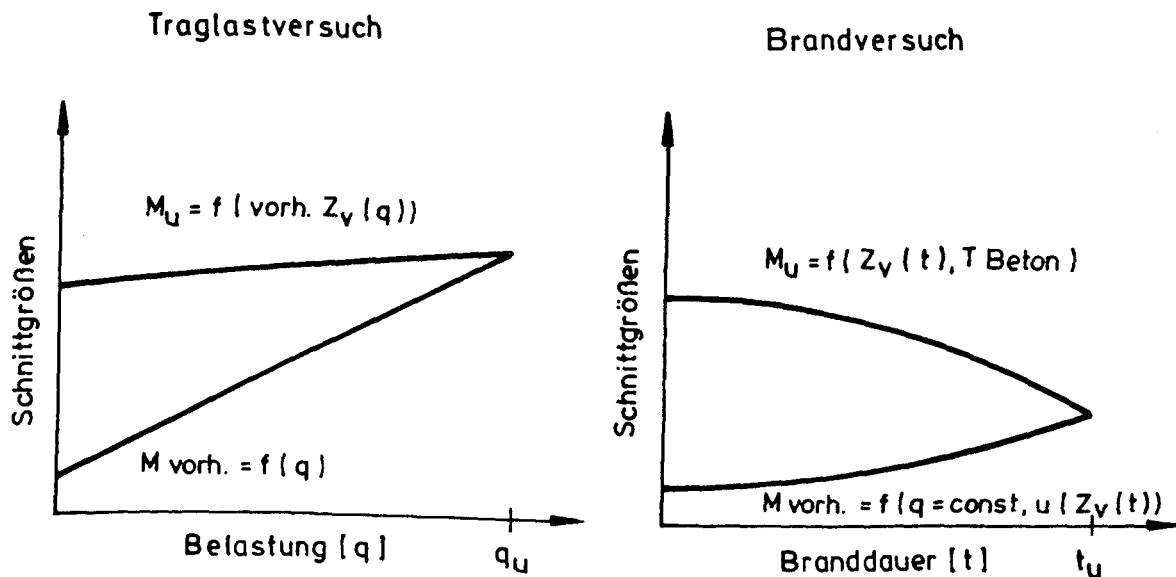


Bild 7.1: Vergleich von Beanspruchung und Widerstand eines verbundlos vorgespannten Biegeträgers im Traglastversuch bei Normaltemperatur und im Brandversuch

Zur rechnerischen Erfassung des Tragverhaltens im Brandfall erscheint (wie auch für die Nachrechnung "kalter" Traglastversuche /Zim 85/) eine konsequente Trennung von "Einwirkungs-" und "Widerstandsseite" sinnvoll. Zur Formulierung des Rechenalgorithmus wurde der Biegeträger mit Vorspannung ohne Verbund grundsätzlich als Stahlbetonträger mit zusätzlicher Längsdruckkraft, die im Gleichgewicht mit den Verankerungskräften der Spannglieder steht, aufgefaßt. Der "Einwirkungsseite" mit den Schnittgrößen aus äußerer Belastung $g+p$ und den Umlenkkraften u entsprechend dem Biegemomentenanteil aus der Vorspannung steht die "Widerstandsseite" mit den inneren Schnittgrößen des vorgedrückten Stahlbetonträgers gegenüber. Das resultierende Moment aus Eigengewicht g , äußerer Belastung p und der Umlenkkraft u wird dabei als effektives Moment bezeichnet:

$$M_{\text{eff}}(x) = M_g(x) + M_p(x) + M_u(Z_v(T), x) \quad (5)$$

Das System ist im Gleichgewicht, wenn das vorhandene innere Moment $M_i = f(N = D_b(T) - Z_s(T) - Z_v(T, z(T), x))$ dem effektiven Moment entspricht.

Da die Spannkraft $Z_v(T)$ sowohl die Einwirkungsseite (Biegemoment aus Umlenkkraft) als auch die Widerstandsseite (Druckkraft aus Verankerung der Spannglieder bestimmt maßgebend das Biegetragverhalten des Trägers, M - κ -Linie normalkraftabhängig) beeinflusst, kann der jeweilige Gleichgewichtszustand nur iterativ gefunden werden. Als Bestimmungsgleichung dient dafür die Verträglichkeitsbedingung (4). Für einen vorgegebenen Zeitpunkt der Brandbeanspruchung muß die Spannkraft $Z_v(t)$ also unter Wahrung gleicher Summen der Beton- und Spannstahldehnungen nach Gleichung (4) so bestimmt werden, daß inneres und äußeres Moment an jeder Stelle des Biegeträgers übereinstimmen. Der Bruchzustand ist erreicht, wenn kein Gleichgewichtszustand mehr gefunden werden kann.

Die getrennte Berücksichtigung von Biegemomentenanteil und Längsdruckkraft der Vorspannung an der Einwirkungs- bzw. Widerstandsseite bietet rechentechnisch den Vorteil, daß in jedem Iterationsschritt nur eine M - κ -Linie für alle Schnitte der Trägerlängsdiskretisierung berechnet werden muß. Würde dagegen das Biegemoment infolge Vorspannkraft auf der Widerstandsseite einfließen, dann müßte bei variabler Höhenlage des Spannglieds jeweils eine M - κ -Linie pro Schnitt und Iterationsschritt ermittelt werden. Der Rechenaufwand würde sich dadurch vervielfachen.

7.3 Programmstruktur

Zur Verdeutlichung ist der Programmablauf in einem Flußdiagramm (Bild 7.2) dargestellt. Die Berechnung der im Betonquerschnitt auftretenden Temperaturen erfolgt für vorgegebene Zeitpunkte jeweils in einer Vorberechnung mit dem Programm "FIRES-T" /BBB 74/. Die berechneten Tempera-

turen werden in jedem Zeitschritt des Hauptprogramms "VOV-F" den einzelnen Betonelementen der vorgegebenen Querschnittsdiskretisierung direkt zugeordnet. Durch räumliche Interpolation werden aus den Betontemperaturen die Betonstahl- und Spannstahltemperaturen bestimmt /Kli 76/. Dabei wird die Höhenlage des Spannglieds entsprechend der Längsdiskretisierung des Bauteils berücksichtigt. In Abhängigkeit von der jeweils vorhandenen Temperatur wird die thermische Dehnung für jedes Betonelement sowie für jede Betonstahl- und Spannstahleinlage berechnet.

Durch die höchste auftretende Spannstahltemperatur ist die maximal mögliche Spannkraft $\max. Z_v(t)$ zum betrachteten Zeitpunkt i festgelegt. Es wird ein Anfangswert $Z_{v0}(t) < \max. Z_v^i(t)$ für die iterative Bestimmung des Gleichgewichtszustandes abgeschätzt. Unter Ansatz der aus der Vorspannung resultierenden Normalkraft $Z_{v0}(t)$ wird nun die Momenten-Krümmungs-Linie des erwärmten Betonquerschnitts berechnet. Dieser Ermittlung der $M-\kappa$ -Linie liegt das von Cranston /CRA 67/ entwickelte Verfahren zur Berechnung der Schnittgrößen bei vorgegebener Dehnungsverteilung zugrunde. In /KLI 76/ ist das Cranston-Verfahren zur Anwendung auf temperaturbeanspruchte Querschnitte erweitert worden.

Aus den berechneten $M-\kappa$ -Linien werden für jeden Schnitt der Längsdiskretisierung des Bauteils die zur Beanspruchung durch M_{eff} gehörige Krümmung und damit die Betondehnung in Höhe der Spanngliedachse bestimmt. Nach Integration der Spannstahl- und Betondehnungen über die Bauteillänge wird die Verträglichkeitsbedingung überprüft. Wenn die Verträglichkeitsbedingung erfüllt ist, d.h. ein Gleichgewichtszustand gefunden wurde, dann wird der nächste Zeitschritt berechnet, ansonsten wird die Berechnung mit einer verbesserten Vorspannkraft für den gleichen Zeitpunkt wiederholt.

Der Beginn einer plastischen Rotation im Fließgelenk in Feldmitte des Spannbetonträgers ist dadurch gekennzeichnet, daß große plastische Dehnungen des Spannstahls zur Erfüllung der Verträglichkeitsbedingung erforderlich werden. Unter Ansatz eines Fließgelenks nach /WEL 88/ werden die nun auftretenden Verformungen bestimmt. Als Bruchkriterium wird die Überschreitung einer Spannstahldehnung im Fließgelenk von $\epsilon_z = 4 \%$ ge-

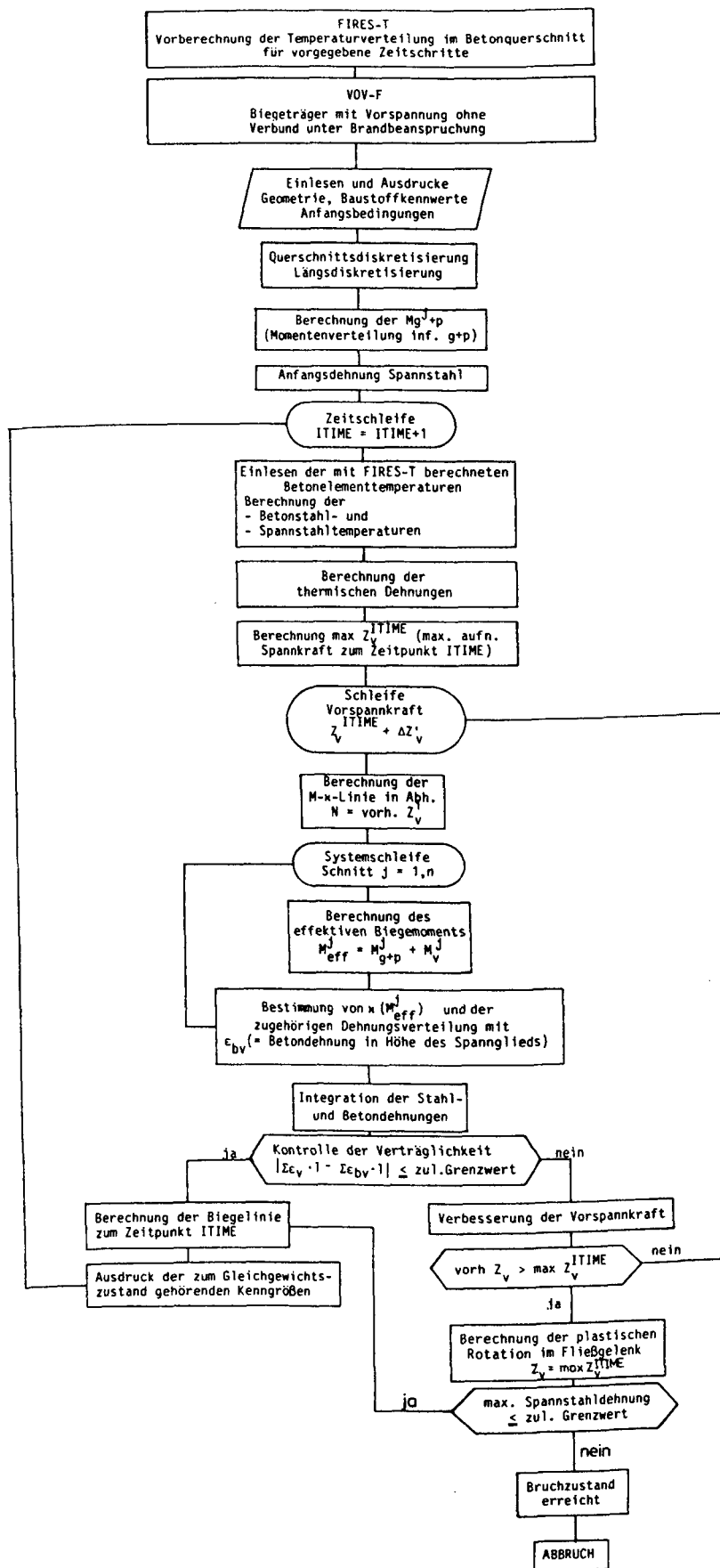


Bild 7.2: Flußdiagramm des Programms VoV-F

wählt. Der relativ große Aufwand an Rechenzeit resultiert daraus, daß die normalkraftabhängige $M-\epsilon$ -Linie aufgrund der sich ständig verändernden Vorspannkraft in jedem Zeitschritt mehrmals neu berechnet werden muß.

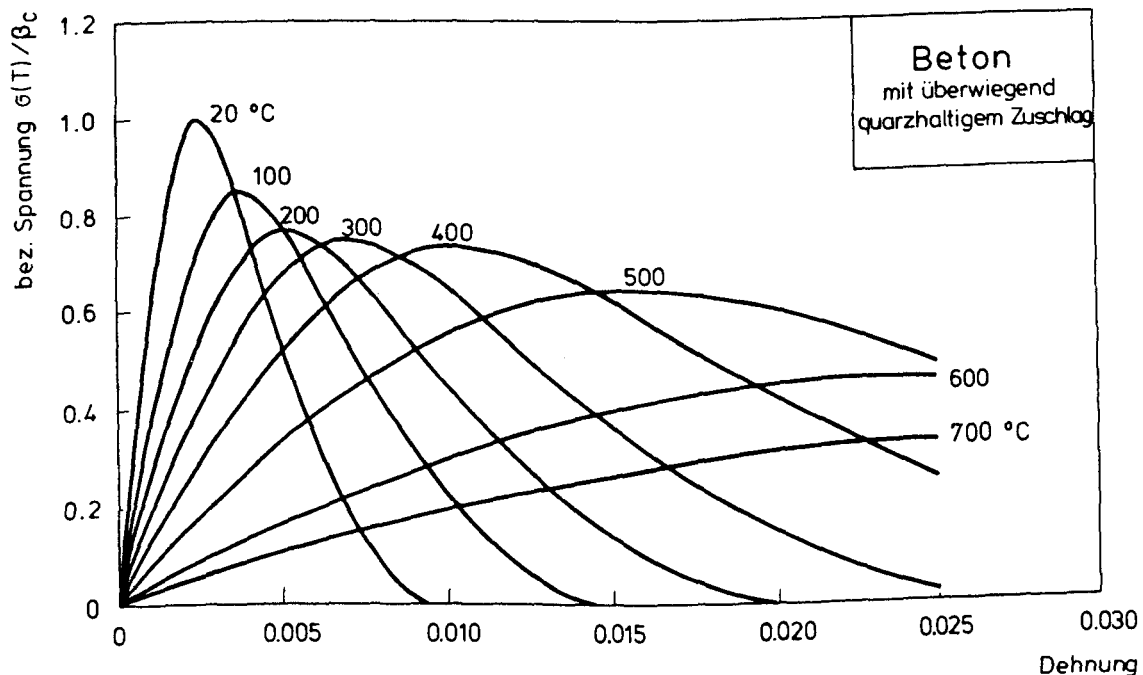


Bild 7.3: Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton nach /Ric 87/

7.4 Verwendete Materialgesetze

Für die Versuchsnachrechnung wurden die im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" erarbeiteten Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton (Bild 7.3) und Betonstahl (Bild 7.4) benutzt /Ric 87/.

Für die in diesem Forschungsvorhaben eingesetzten Spannstahl-Litzen mit einem Einzeldrahtdurchmesser von 5 mm liegen bisher keine Ergebnisse von Hochtemperatur-Materialuntersuchungen vor. Es wurden deshalb entsprechende Untersuchungen durchgeführt. Im Bild 7.5 sind zum Vergleich die aus diesen Untersuchungen ermittelten Arbeitslinien und $\epsilon-\sigma$ -Linien, bei denen der Einzeldrahtdurchmesser 4 mm betrug, aus /Ric 87/ dargestellt. Bei den neu untersuchten Spannstahllitzen tritt offenbar im Tem-

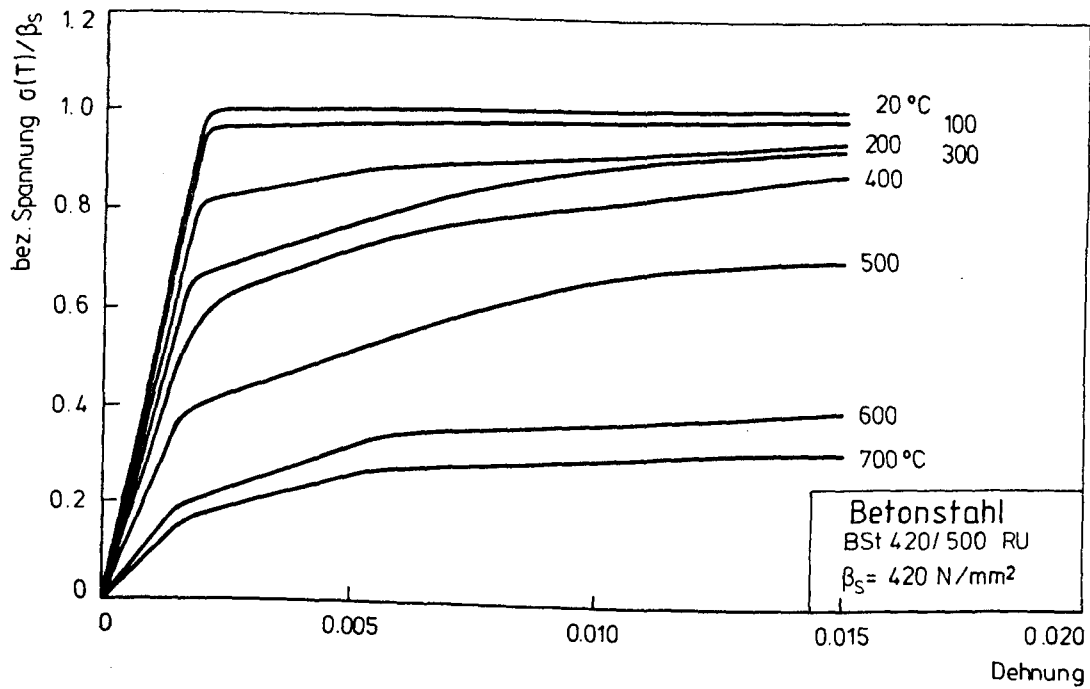


Bild 7.4: Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Betonstahl BSt 420/500 RK nach /Ric 87/

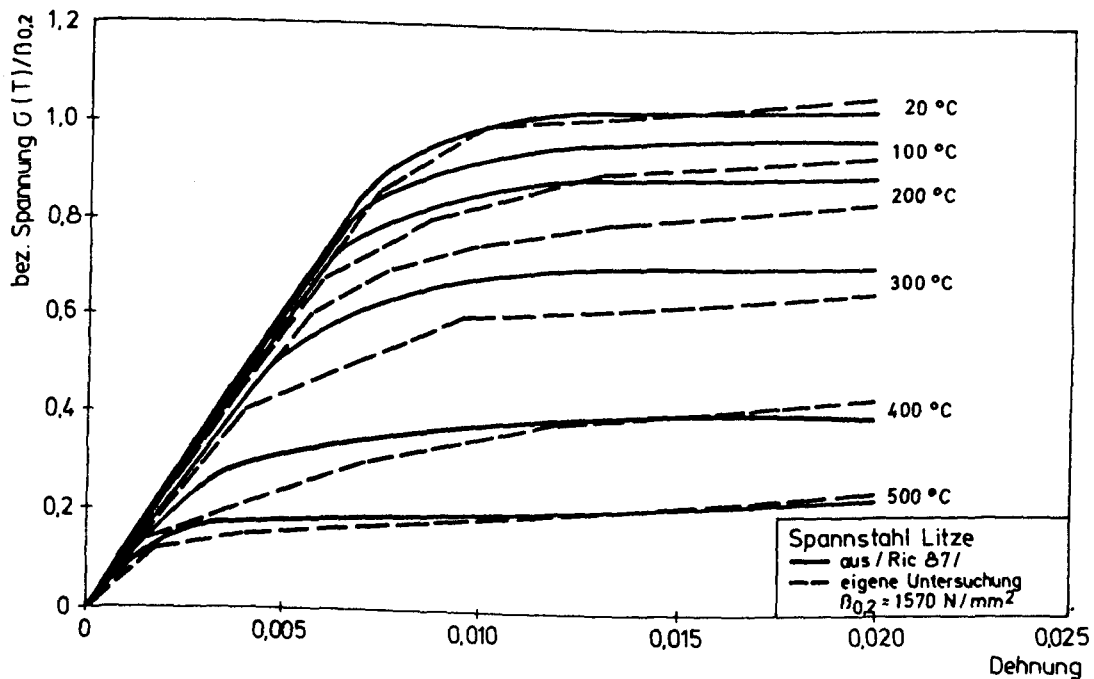


Bild 7.5: Vergleich der Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von kaltgezogenen Spannstahllitzen St 1570/1770 nach /Ric 87/ mit Ergebnissen von Warmkriechversuchen der im Versuchskörper eingebauten Litzen

peraturbereich zwischen 200 °C und 400 °C ein größerer Festigkeitsverlust auf als für die in /Ric 87/ untersuchten Spannstahllitzen.

Bei der Nachrechnung der Versuche wirkte sich der unterschiedliche Festigkeitsverlust derart auf das Rechenergebnis aus, daß bei Ansatz der Arbeitslinien aus /Ric 87/ in der Regel zu hohe Werte für die vorhandene Spannkraft ermittelt wurde. Die Ergebnisse bei Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Linien, die für die im Versuchskörper eingebauten Litzen ermittelt wurden, waren wesentlich zutreffender. Wegen des hohen Arbeitsaufwandes wurde auf eine genaue mathematische Formulierung der "neuen" Spannungs-Dehnungs-Linien, z.B. nach /RiD 87/, verzichtet.

7.5 Versuchsnachrechnungen

Bei der Nachrechnung der durchgeführten Brandversuche wurden die im Abschnitt 5.2 aufgeführten Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe in Ansatz gebracht. Die Laststellung wurde der Anordnung im Versuch entsprechend berücksichtigt. Zur Ermittlung des Anfangszustandes der Spannglieder wurde jeweils der Mittelwert der beiden zu Beginn der Brandversuche gemessenen Spannkräfte angesetzt.

Für die Berechnung der Temperaturverteilung im Trägerquerschnitt wurde vereinfachend eine gleichmäßige Beflammung der Versuchskörper in Bauteillängsrichtung angenommen. Dies entspricht aus folgenden Gründen nicht ganz den tatsächlichen Gegebenheiten:

- Die Temperaturverteilung im Brandraum war nicht völlig gleichmäßig (wie aus dem Streubereich der gemessenen Brandraumtemperaturen abzulesen ist s. Anhang).
- Zu Beginn der Brandbeanspruchung waren die oberen 5 cm der Versuchskörperseitenflächen gleichmäßig über die gesamte Balkenlänge durch die Brandkammerabdeckung abgeschirmt (s. Bild 5.14). Mit zunehmender Branddauer und anwachsenden Durchbiegungen nahm diese Abschirmung ab, d.h. der direkt beflamte Umfang des Spannbetonbalkens wurde von der Trägermitte zu den Endauflagern hin kleiner.

- Die unbeflammte Versuchskörperoberseite war durch die unterschiedliche Lastanordnung in verschiedenen Bereichen mit einem Mörtelbett zur Auflage der Lastverteilungsträger belegt.

Der Einfluß dieser versuchstechnischen Gegebenheiten auf das Tragverhalten des Gesamtbauteils dürfte jedoch so gering sein, daß der für seine Erfassung erforderliche erhebliche Mehraufwand bei der rechnerischen Simulation des Erwärmungsvorgangs nicht gerechtfertigt erscheint.

Außerdem blieb bei der Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt die durch die Stahleinlage (Spann- bzw. Betonstahl) bereichsweise höhere Wärmeleitfähigkeit unberücksichtigt. Dieses Vorgehen ist nach /KEP 75/ für bauteilübliche Bewehrungsmengen zulässig.

Die Spannstahltemperaturen wurden durch räumliche Interpolation aus den Betontemperaturen gewonnen. Die Ergebnisse der Temperaturberechnung der Spannglieder ist in den Bildern 7.6 und 7.7 dargestellt, die Übereinstimmung mit den Meßwerten ist sehr gut.

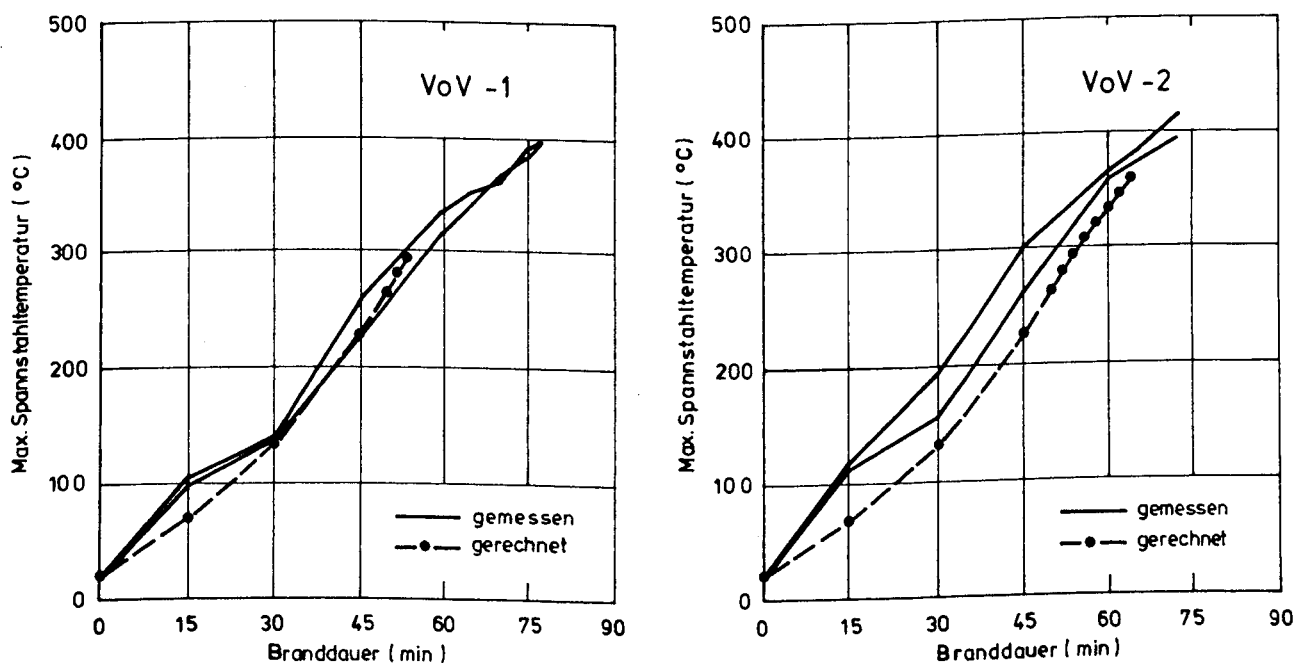


Bild 7.6.1: Vergleich der gemessenen und berechneten Spannstahltemperaturen (Maximalwerte zum jeweiligen Zeitpunkt)

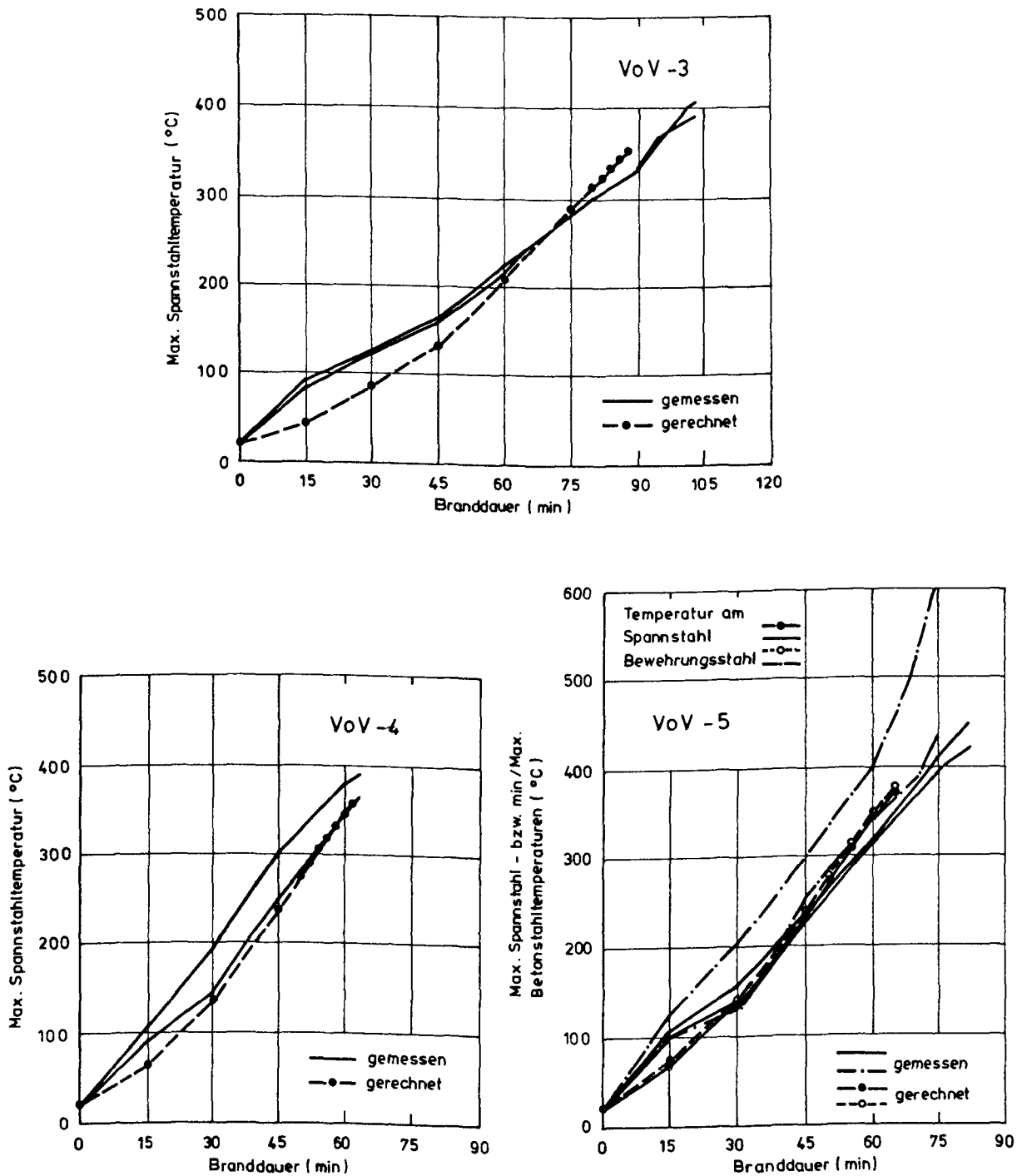


Bild 7.6.2: Vergleich der gemessenen und berechneten Spannstahltemperaturen (Maximalwerte zum jeweiligen Zeitpunkt)

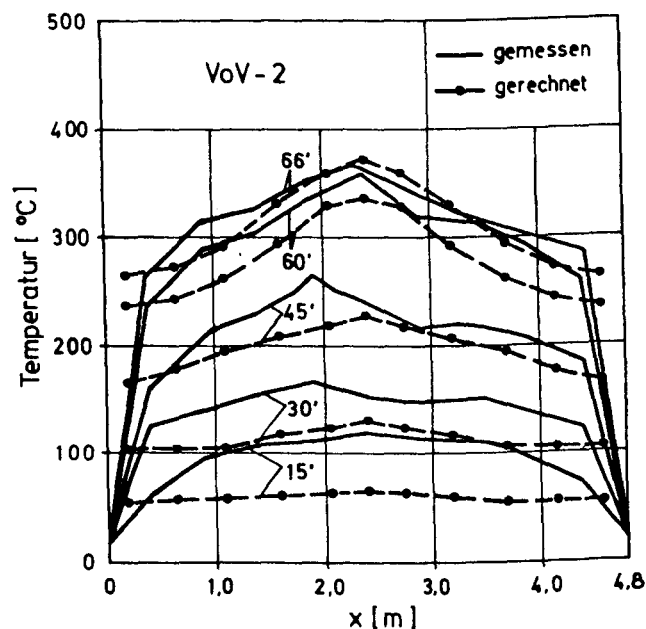


Bild 7.7: Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Spannstahltemperaturprofile (am Beispiel des Versuchskörpers VoV)

Bei bekannter Belastung und Temperaturverteilung wird der Verformungszustand des Versuchskörpers zu vorgegebenen Zeitpunkten der Brandbeanspruchung berechnet. Anschließend wird über die Verträglichkeitsbedingung (4) (s. Abschnitt 7.1) die jeweils vorhandene Spannkraft ermittelt. Die Ergebnisse dieser mit dem Programm "VOV-F" durchgeführten Berechnungen sind in Bild 7.8 dargestellt. Aufgetragen sind jeweils die berechnete Spannkraft und die im Versuch gemessenen Spannkraftverläufe bzw. die Veränderung der Spannstahlspannung der beiden Spannglieder. In Bild 7.9 sind die gemessene Mittendurchbiegung und die berechneten Werte dargestellt.

Aus Bild 7.8 ist ersichtlich, daß die Veränderung der Spannkräfte durch die rechnerische Simulation des Brandversuchs qualitativ richtig erfaßt wird. Die größte Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwerten ergab sich bei Versuch VoV-4, bei dem während der Brandbeanspruchung keine größeren Risse auftraten (s. Absch. 5.5.1). Bei den übrigen Versuchskörpern wurden stets große Risse, bei den Versuchen VoV-1 und VoV-2 sogar klaffende Risse beobachtet. Durch das Rißverhalten wird u.U. die Erwär-

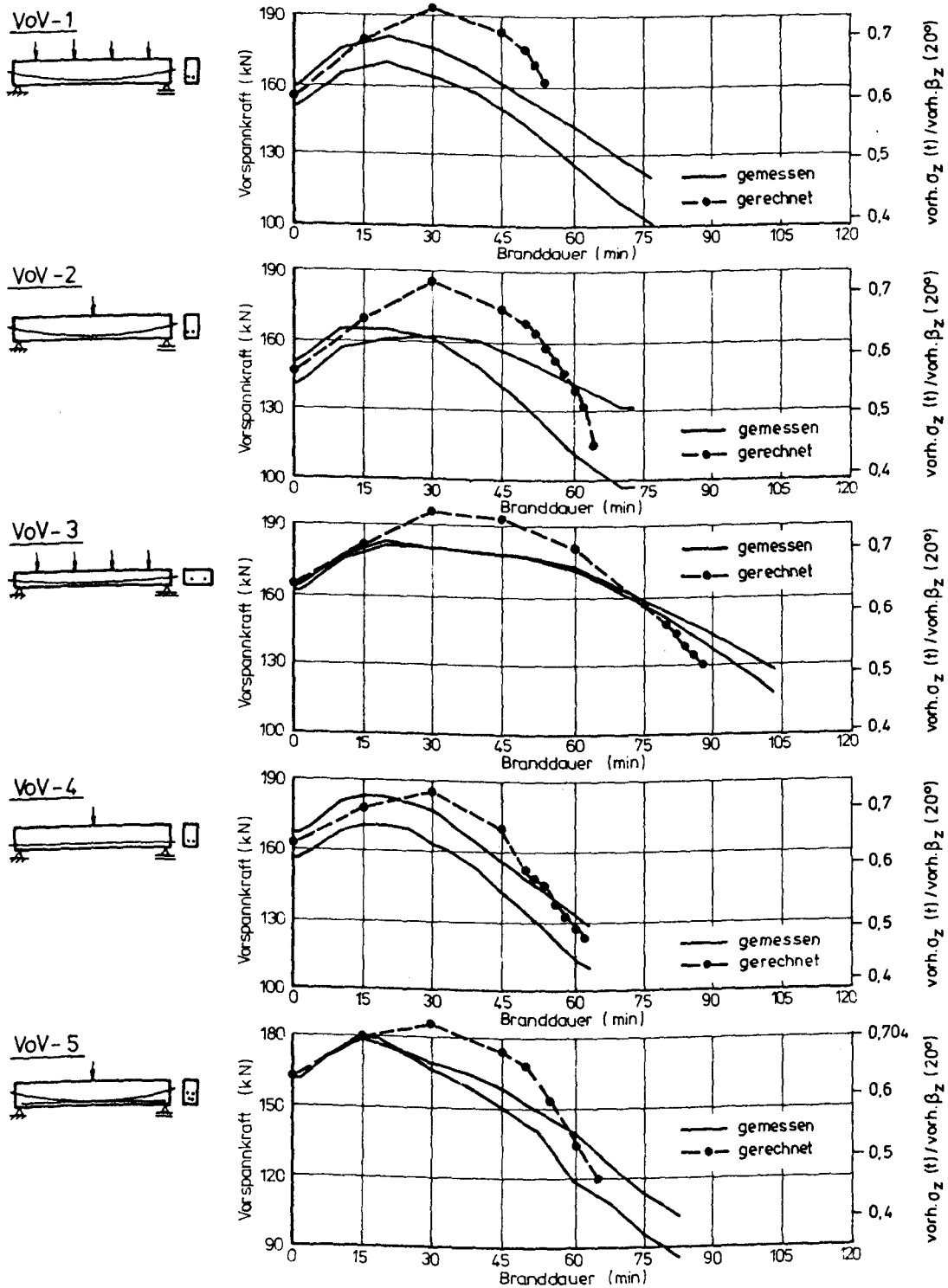


Bild 7.8: Darstellung der berechneten und der gemessenen Veränderung der Vorspannkraft bzw. der Spannstahlspannung

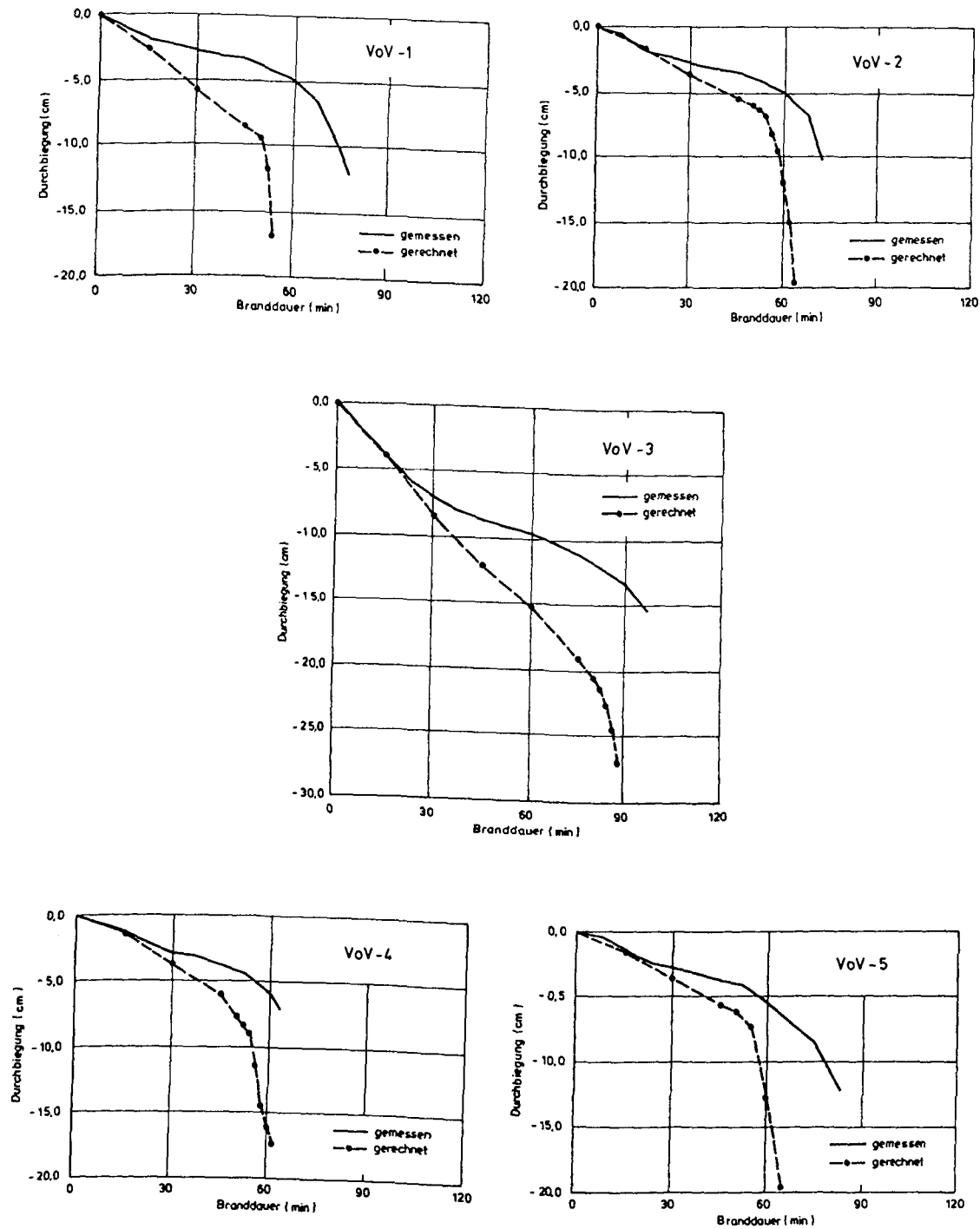


Bild 7.9: Darstellung der gemessenen und der berechneten Mittendurchbiegungen

mung des Versuchskörpers beeinflusst, insbesondere wenn Klaffungen auftreten, durch die die Spannglieder dann nahezu ungeschützt der Beflammung ausgesetzt sind. Bei der Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt wurden mögliche Risse nicht berücksichtigt. Auch die in Bild 7.6 und 7.7 dargestellten Rechenwerte der Spannstahltemperatur, die gut mit den Meßwerten übereinstimmen, dürfen nicht darüber hinwegtäuschen, daß u.U. durch Risse örtliche Temperaturspitzen am Spannglied vorhanden gewesen sind, die durch die Meßelemente nicht erfaßt wurden. Aus diesen örtlichen Temperaturspitzen resultiert vermutlich ein Teil der Abweichungen zwischen berechneter und gemessener Spannkraft.

Die berechneten Durchbiegungen in Feldmitte (Bild 7.9) zeigen im Vergleich zu den Meßwerten qualitativ zutreffende Verläufe. Betragsmäßig überschreiten die Rechenergebnisse die im Versuch aufgetretenen Mittendurchbiegungen jedoch z.T. erheblich. Kennzeichnend ist, daß stets bis etwa zur 30. Minute der Brandbeanspruchung noch eine gute Übereinstimmung besteht, mit zunehmender Branddauer jedoch immer größere Abweichungen auftreten, insbesondere bei Annäherung an den Bruchzustand. Dies kann dadurch erklärt werden, daß im Rechenmodell absolute Reibungsfreiheit zwischen Spannglied und umgebendem Beton während der gesamten Brandbeanspruchungsdauer unterstellt wird. Die Nachuntersuchungen der Spannbetonträger zeigten jedoch, daß das Hüllrohr der Spannstahllitze völlig verbrannt war, wie auch aus den Fotos der Versuchskörper nach dem Wiedererkalten (s. Abschn. 5.4.3) ersichtlich ist. Nach /Ric 82/ ist der durch das Hüllrohr gegebene Korrosionsschutz der Spannglieder bereits nach einer Temperaturbeanspruchung von ca. 200° C annähernd vollkommen zerstört. Im Feldbereich des Versuchskörpers wurde diese Temperatur etwa nach 30 Minuten erreicht, so daß ab diesem Zeitpunkt mit Auswirkungen von Reibungseinflüssen auf den Verlauf der Vorspannkraft in Trägerlängsachse und somit auf die Trägerdurchbiegung gerechnet werden kann.

Durch Reibungseinflüsse wird der Spannkraftverlauf beeinflusst, d.h. bei Reibung ist in Feldmitte eine andere Spannkraft vorhanden als am Auflager (Meßpunkt). Damit wäre die in der Rechnung vorausgesetzte konstante Spannkraft nicht vorhanden, sondern im Feldbereich eine kleinere als am Auflager, die temperaturabhängige Entfestigung (Entspannung) wird durch

Reibungseinflüsse nicht bis zum Auflager fortgeleitet (Bild 7.10), und damit entstünden größere Durchbiegungen.

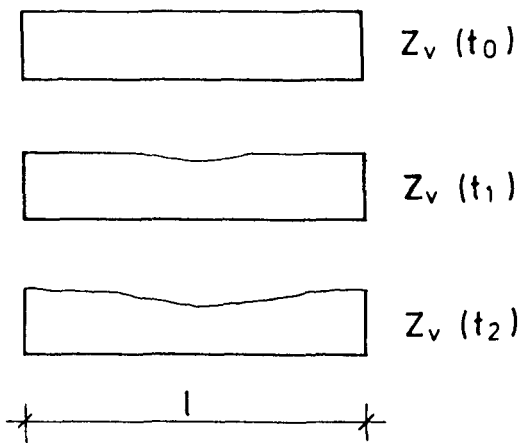


Bild 7.10: Reibungseinfluß auf die Vorspannkraft

Versuch Nr.	σ_v^0 / vorh β_z	σ_v^u / vorh β_z	$\sigma_v^u / \sigma_v^0 \cdot 100$	t_u	w_u
	-	-	(%)	(min)	(cm)
VoV-1	0,607	0,433	71,3	77	12,2
	0,607	0,626	103,1	54	16,9
VoV-2	0,568	0,437	76,9	73	10,5
	0,568	0,486	85,2	56	19,8
VoV-3	0,636	0,480	75,4	103	17,5
	0,636	0,507	79,6	88	27,1
VoV-4	0,632	0,472	74,6	63	6,1
	0,632	0,477	75,5	62	17,1
VoV-5	0,628	0,371	59,1	82	12,2
	0,628	0,462	73,5	65	19,8
Oberer Wert: Versuch unterer Wert: Rechnung					

Bild 7.11: Gegenüberstellung berechneter und gemessener Größen bei den durchgeführten Versuchen

Die Nachrechnung der Brandversuche zeigt, daß mit dem Rechenprogramm "VOV-F" die Veränderung der Vorspannkraft im Auflagerbereich zutreffend erfaßt wird; zusätzlich ermöglicht das Programm VOV-F eine konservative Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer der Durchbiegungen, des maximalen Anstiegs der Spannstahlspannung und der Vorspannung des Spannstahls im Bruchzustand. In Bild 7.11 sind diese Vergleichswerte aus Versuch und Rechnung zusammengestellt.

7.6 Rechnerische Untersuchung der Einflüsse weiterer Parameter auf die Veränderung der Spannstahlspannung

Zur Verdichtung der aus den Brandversuchen erhaltenen Ergebnisse wurden mit dem Programm "VOV-F" weitere Berechnungen durchgeführt. Damit wurden zusätzliche Einflüsse auf das Tragverhalten statisch bestimmt gelagerter Biegeträger mit VOV im Brandfall und ihre Auswirkungen auf die Veränderung der Spannkraft bei Annäherung an den Bruchzustand untersucht. Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen werden im folgenden dargestellt.

7.6.1 Betonfestigkeitsklasse

Bild 7.12a zeigt die Veränderung der Vorspannkraft eines verbundlos vorgespannten Plattenstreifens (Geometrie wie Versuchskörpers VoV-3) bei Verwendung unterschiedlicher Betongüten. Unter voller zulässiger Gebrauchslast nach DIN 4227 Teil 6 (05.81) ist der Einfluß der Betondruckfestigkeit auf die Feuerwiderstandsdauer sehr gering: der rechnerische Bruchzustand liegt zwischen der 88. und 92. Minute. Die Spannkraft fällt bei den Betongüten B 25 bis B 45 jeweils bis auf 75 % , und bei Beton B 55 bis auf 81 % ihres Ausgangswertes ab. Der Maximalwert der Vorspannkraft liegt mit zunehmender Betonfestigkeitsklasse höher.

Die Variation der Betonfestigkeit bei einem Träger mit der Geometrie des Versuchskörpers VoV-5 zeigte die gleichen Auswirkungen (s. Bild 7.12b).

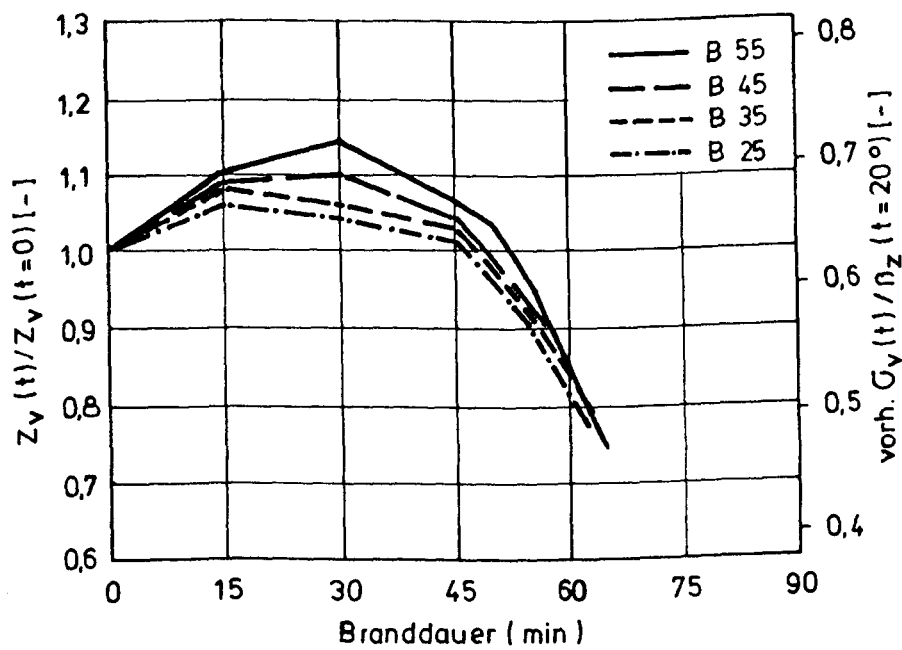
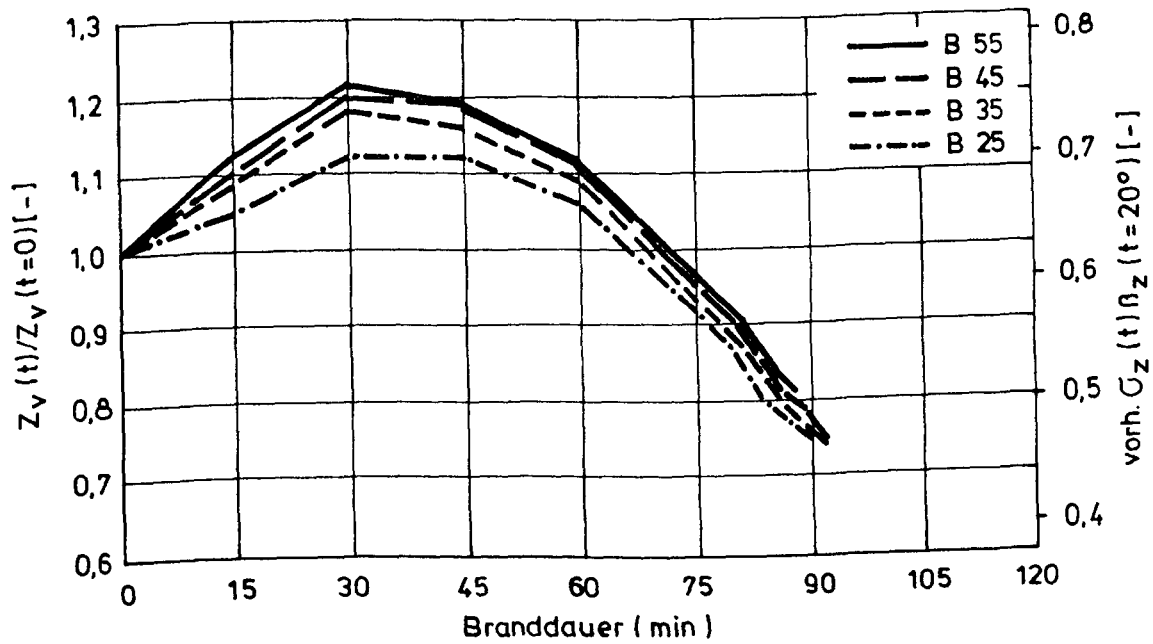


Bild 7.12: Einfluß der Betonfestigkeit auf die Veränderung der Spannkraft

7.6.2 Bewehrungsgehalt der schlaffen Längsbewehrung

Als weiterer Parameter wurde der Bewehrungsgehalt μ_s der zusätzlichen mittragenden Betonstahlbewehrung rechnerisch variiert. Dabei wurden die Abmessungen und Festigkeiten des Versuchskörpers VoV-5 (mit $\mu_s = 0,385 \%$) zugrundegelegt; gerechnet wurde stets mit voller Gebrauchslast.

Die Berechnung zeigt, daß höhere Bewehrungsgehalte eine höhere Feuerwiderstandsdauer (60 min bei $\mu_s = 0,2 \%$, 70 min bei $\mu_s = 0,6 \%$ und 72 min bei $\mu_s = 0,79 \%$) bewirken. Dies ist auf die durchbiegungsbehindernde Wirkung der Betonstahlbewehrung zurückzuführen. Die Spannkraft im Bruchzustand fiel bei höheren Bewehrungsgraden deutlich weiter ab (82 %, 65 % bzw. 62 % von σ_{v0} bei $\mu_s = 0,2 \%$, $0,6 \%$ und $0,79 \%$) (Bild 7.13).

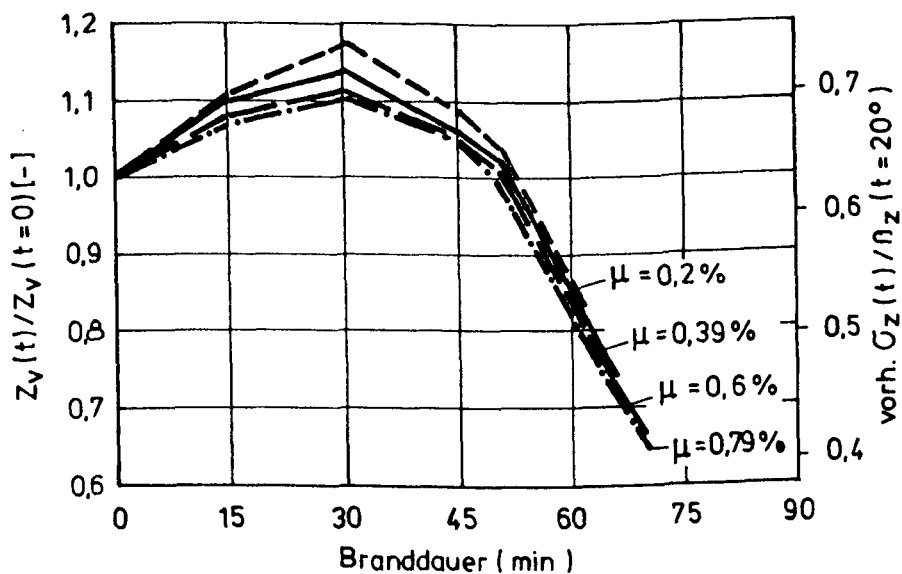


Bild 7.13: Einfluß des Bewehrungsgehalts der Betonstahlbewehrung auf die Veränderung der Vorspannkraft

7.6.3 Lastausnutzungsgrad

Aus Bild 7.14 ist ersichtlich, daß die Variation des Lastausnutzungsfaktors erhebliche Auswirkungen auf die Größe der Spannstahlspannung im Bruchzustand und auf die Feuerwiderstandsdauer hat. Bei nur 50 %iger Ausnutzung der nach DIN 4227 Teil 6 (05.82) zulässigen Gebrauchslast steigt die Feuerwiderstandsdauer um 26 Minuten gegenüber voller Gebrauchslast, die Spannstahlspannung sinkt auf 37 % des Ausgangswerts (gegenüber 76 % bei $\alpha = 1,0$) ab: Diese Effekte sind darauf zurückzuführen, daß das "effektive Moment" bei niedrigerer Auslastung geringer ist und es somit länger dauert, ehe das aufnehmbare Moment des Gesamtquerschnitts auf die Größe der vorhandenen Beanspruchung abgesunken ist. Die Spannkraft kann weiter absinken, weil die innere Zugkraft zur Aufnahme des "kleinen" effektiven Momentes geringer sein kann als bei großem effektiven Moment.

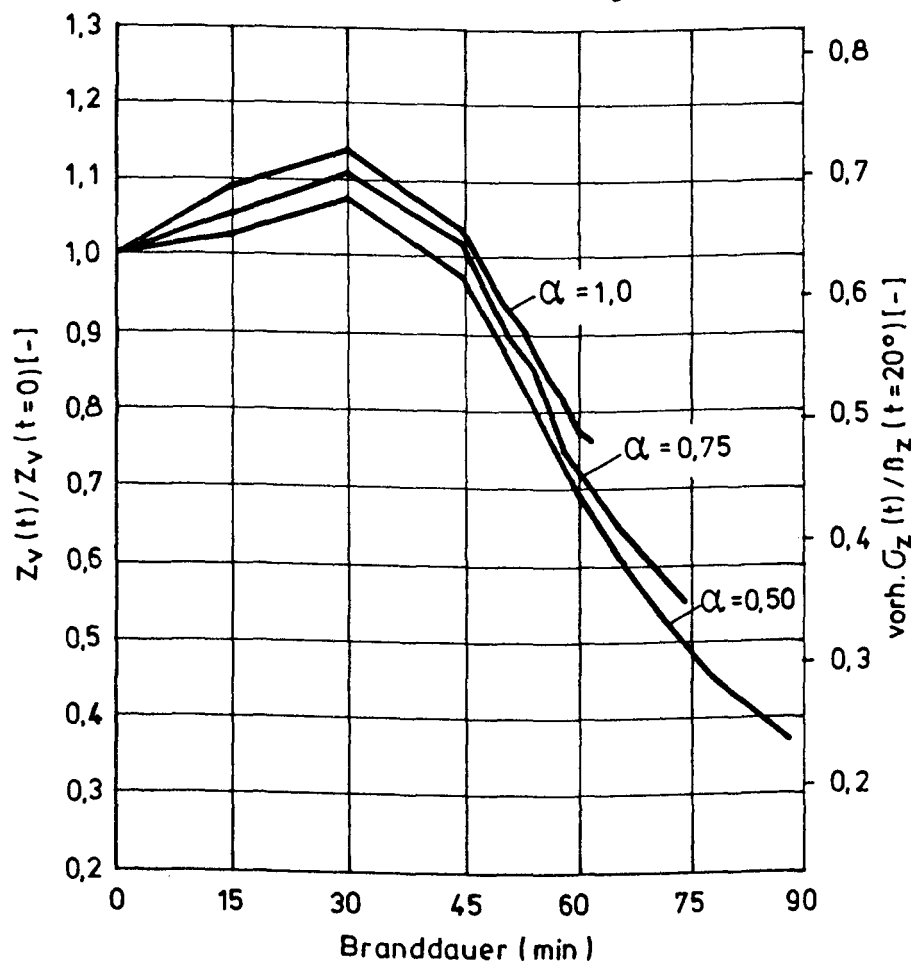


Bild 7.14: Einfluß des Lastausnutzungsgrades α auf die Veränderung der Vorspannkraft

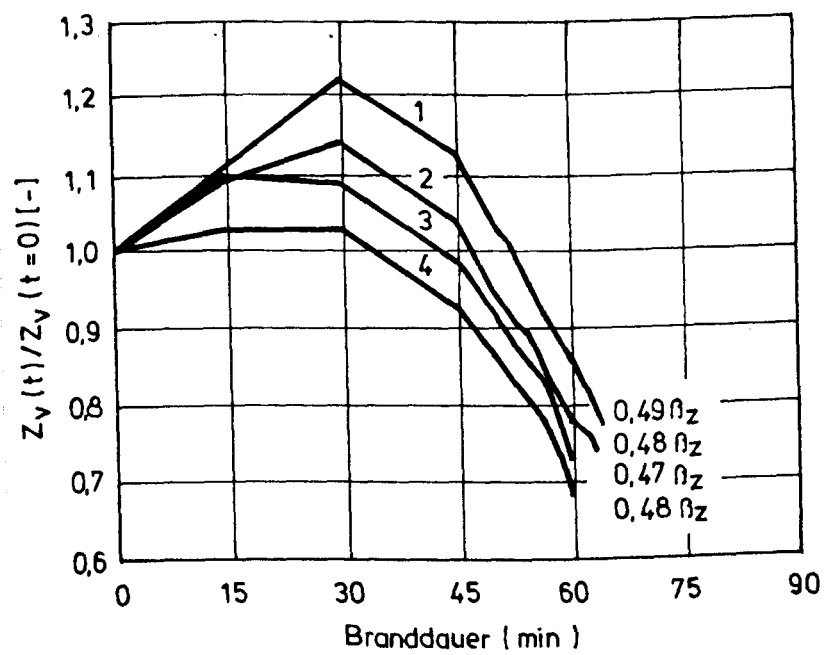


Bild 7.15: Einfluß der Streckgrenze des Spannstahls und der σ - ϵ -Linie auf die Veränderung der Vorspannkraft

7.6.4 Streckgrenze des Spannstahls, σ - ϵ -Linien nach /Ric 87/

Die Spannungen im σ - ϵ -Diagramm nach Bild 5.11 werden als bezogene Werte dargestellt, wobei als Bezugswert die Streckgrenze $\beta_{0,2}$ dient.

In einer weiteren Vergleichsrechnung wurde anstelle der in den Versuchen vorhandenen Streckgrenze des Spannstahls ($\beta_{0,2} = 1705 \text{ N/mm}^2$) nur die Normfestigkeit ($\beta_{0,2} = 1570 \text{ N/mm}^2$) angesetzt. Gerechnet wurde mit dem erwärmungstechnisch ungünstigsten Fall der konstant exzentrischen, geraden Spanngliedführung, wobei zu "Versuchsbeginn" jeweils eine gleichgroße Vorspannkraft vorausgesetzt wurde. Gegenüber der Versuchsnachrechnung (Versuchskörper VoV-4, Kurve Nr. 2 in Bild 7.15) ergab sich bei Ansatz der Normfestigkeit eine um nur zwei Minuten kürzere Feuerwiderstandsdauer und eine um 4 % geringere Vorspannkraft im Bruchzustand (Kurve Nr. 3 im Bild 7.13). Der Verlauf der Kurve Nr. 4 zeigt die Veränderung der Spannkraft bei Ansatz der Normfestigkeit des Spannstahls und Ausnutzung der vollen im Gebrauchszustand zulässigen Spannstahlspannung bei Beginn der Brandbeanspruchung.

Im gleichen Bild ist die Veränderung der Spannkraft bei Berechnung mit den σ - ϵ -Linien für Spannstahllitzen aus /Ric 87/ eingetragen (Kurve Nr. 1 im Bild 7.14). Die in Bild 7.4 gezeigten deutlichen Unterschiede im Materialverhalten wirken sich entsprechend auch auf die Vorspannkraft aus. Aufgrund des größeren E-Moduls der in /Ric 87/ untersuchten Litzen werden für gleiche Dehnungen höhere Spannstahlspannungen errechnet. Für die Beurteilung im Bruchzustand ergibt sich jedoch kein wesentlicher Unterschied, die Vorspannkraft ist fast genau gleich, die Feuerwiderstandsdauer liegt um zwei Minuten über der Versuchsnachrechnung (Kurve Nr. 2 im Bild 7.14).

8. Bewertung der Versuchs- und Rechenergebnisse im Hinblick auf die Bemessung brandbeanspruchter Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund

Im vorliegenden Forschungsvorhaben wurde das Brandverhalten statisch bestimmt gelagerter balken- und plattenstreifenförmiger Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund untersucht. Schwerpunkt der experimentellen Untersuchungen war das Studium der Parameter Laststellung, Querschnittsform, Spanngliedführung und Anordnung zusätzlicher schlaffer Bewehrung. Ergänzend dazu wurde auf rechnerischem Weg der Einfluß der Betongüte, des Bewehrungsgehaltes schlaffer Bewehrung und des Lastausnutzungsgrades festgestellt.

Aufgrund der überwiegend an balkenförmigen Querschnittsformen ermittelten Ergebnisse erfordert ihre Übertragung auf plattenförmige Bauteile, u.U. mit kreuzweise verlegter Vorspannbewehrung und/oder mit Einsatz von Koppelementen zusätzliche konstruktive Überlegungen. Z.B. muß bei brandbeanspruchten Flachdecken mit sehr großen Stützweiten oder außergewöhnlich hohen Verkehrslasten das Problem des Durchstanzens besonders beachtet werden. Hierzu liegen z.Z. noch keine gesicherten Erkenntnisse vor.

8.1 Festlegung der kritischen Temperatur für verbundlos vorgespannte Spannglieder

Im Vordergrund der durchgeführten Brandversuche und Berechnungen stand die Untersuchung der Veränderung der Spannstahlspannung, vor allem bei Annäherung an den Versagenszustand des Bauteils. Im Abschnitt 6.3 wurde aufgezeigt, daß die in den Brandversuchen erreichten Feuerwiderstandsdauern und Versagenstemperaturen im Spannstahl deutlich über den Werten lagen, die einer Bemessung mit der "kritischen Temperatur" $\text{crit } T$ unter Ansatz der im Gebrauchszustand zulässigen Spannstahlspannung entsprachen. Ein Vergleich der kritischen Temperatur unter Berücksichtigung des Ausnutzungsgrades der Spannglieder im Bruchzustand bei Brandeinwirkung mit den gemessenen Spannstahltemperaturen im Versagenszustand ergab dagegen in allen Fällen eine gute Übereinstimmung (s. Bild 6.5).

Bei der Bemessung verbundlos vorgespannter Bauteile für bestimmte Feuerwiderstandsdauern sollte deshalb stets die Spannstahlspannung im Versagenszustand des Bauteils bei Brandeinwirkung zugrundegelegt werden.

Spannbetonbauteile mit Vorspannung ohne Verbund können nach DIN 4102 bemessen werden, wenn für die Festlegung der Mindestquerschnittsabmessungen und Mindestbetondeckungen die "kritische Temperatur" $\text{crit } T$ in Abhängigkeit von der im Versagenszustand des Bauteils unter Brandeinwirkung vorhandenen Spannstahlspannung bestimmt wird.

8.2 Festlegung der für die kritische Temperatur maßgebenden Spannstahlspannung im Versagenszustand

8.2.1 Statisch bestimmt gelagerte Bauteile

Bei den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Brandversuchen an dreiseitig beflamten Biegeträgern mit Vorspannung ohne Verbund wurde der Einfluß der Laststellung, der Querschnittsform und der Spanngliedführung auf die Spannkraft bei Annäherung an den Versagenszustand untersucht. Alle Versuchskörper zeigten ein "gutmütiges" Verhalten während des Brandversuchs, d.h. es trat trotz teilweise klaffender Risse kein schlagartiges Versagen auf. Die Versuchskörper VoV-1 bis VoV-4 wurden neben den Spanngliedern nur mit einer konstruktiven Betonstahllängsbewehrung versehen, die für den Brandfall nicht als mittragend angerechnet wurde, da die für die entsprechende Feuerwiderstandsklasse erforderliche Betondeckung unterschritten wurde. Unabhängig von den jeweils untersuchten Parametern fiel die Spannstahlspannung bei diesen vier Versuchen auf Werte zwischen $0,435 \beta_z$ und $0,48 \beta_z$ (Mittelwert aus jeweils beiden Spanngliedern) ab. Eine zusätzliche schlaaffe Längsbewehrung (mit entsprechendem Achsabstand zur beflamten Betonoberfläche eingebaut) beim Versuchskörper VoV-5 bewirkte ein weiteres Absinken der Spannstahlspannung bis auf $0,37 \beta_z$ im Bruchzustand.

Durch ergänzende rechnerische Untersuchungen mit dem Programm "VOV-F" konnten weitere Parameter in ihren Auswirkungen auf die Größe der

Vorspannkraft im Versagenszustand untersucht werden. Es zeigte sich, daß die Art der Spannstahllitze (andere σ - ϵ -Linien), die vorhandene Spannstahlfestigkeit, die Größe der Spannkraft im Ausgangs-, d.h. im Gebrauchszustand, und die Betonfestigkeit keinen wesentlichen Einfluß auf die Vorspannkraft im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung haben. Es ergaben sich für alle untersuchten Parametervariationen Spannstahlspannungen im Bruchzustand $\sigma_{zu} \leq 0,5 \beta_z$ (s. Bilder 7.12 - 7.15). Dabei wurde immer die volle Gebrauchslast des Biegeträgers zugrunde gelegt.

Bei abgeminderten Gebrauchslasten wurden längere Feuerwiderstandsdauern und geringere Spannkraften im Versagenszustand berechnet (z.B. bei Gebrauchslastausnutzung $\alpha = 0,5$: vorh $\sigma_{zu} \approx 0,23 \beta_z$, s. Bild 7.13).

Die Steigerung des schlaffen Bewehrungsgehaltes bewirkte eine geringe Steigerung der Feuerwiderstandsdauer und einen Abfall der Spannstahlspannung im Versagenszustand (z.B. bei einem Bewehrungsgrad von $\mu_s = 0,79$ %: $\sigma_{zu} = 0,4 \beta_z$).

Für die genaue Festlegung der kritischen Temperatur des Spannstahls muß die im Versagenszustand des Bauteils vorhandene Spannstahlspannung herangezogen werden. Für statisch bestimmt gelagerte Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund wird empfohlen, dafür näherungsweise den durch die Versuche und die Vergleichsrechnungen abgesicherten Wert von

$$\sigma_{zu} = 0,5 \beta_z$$

anzusetzen. Dieser Wert darf für alle Gebrauchslastausnutzungen $\alpha \leq 1,0$ angenommen werden.

8.2.2 Statisch unbestimmt gelagerte Bauteile

Zur Beurteilung des Brandverhaltens statisch unbestimmt gelagerter Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund liegen bisher nur sehr wenige auswertbare experimentelle Untersuchungen vor. Die in /K-R 83, CAN 79, H-D 83/

durchgeführten Brandversuche weisen jedoch auf eine vergleichbare Veränderung der Spannstahlspannung bei Annäherung an den Versagenszustand hin, wie sie bei den hier untersuchten statisch bestimmt gelagerten Spannbetonträgern festgestellt wurde.

In /K-R 83/ wurden zwei Brandversuche an Plattenstreifen als Ausschnitt einer fünffeldrigen Deckenplatte (Flachdecke) durchgeführt. Durch über die Auflager des 6 m langen Innenfeldes hinausreichende Kragarme, die über vertikale Zuelemente abgespannt waren, konnte sich die auftretende Veränderung der Stützmomente annähernd wie bei einem Durchlaufsystem einstellen. An den Endverankerungen der Spannglieder wurde durch Tellerfedern die Dehnsteifigkeit der über fünf Deckenfelder durchgeführten Spannglieder simuliert. Die weitgehend realistische Erfassung des Tragverhaltens eines Durchlaufsystems mit Vorspannung ohne Verbund im Brandfall wurde somit möglich.

Die Auslegung der Versuchskörper (Mindestabmessungen und -achsabstände) erfolgte unter Ansatz der kritischen Temperatur für die im Gebrauchszustand vorhandene Spannstahlspannung für die Feuerwiderstandsklasse F 90. Im Brandversuch wurden jedoch wesentlich höhere Versagenszeiten erreicht:

- Der erste Versuch (nur Eigengewicht $\hat{=}$ Lastausnutzungsgrad $\alpha \approx 0,30$) wurde nach 125 Minuten Branddauer aufgrund des Versagens einer Spanngliedverankerung durch äußeren mechanischen Einfluß abgebrochen, ohne daß der Versuchskörper den Bruchzustand erreicht hatte. Die Spannstahltemperatur betrug zu diesem Zeitpunkt i.M. etwa 320 °C, die Spannstahlspannung hatte einen Wert von $\sigma_z = 0,6 \beta_z$.
- Der zweite Versuchskörper (Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast, Lastausnutzungsfaktor $\alpha \approx 0,83$) erreichte eine Feuerwiderstandsdauer von 161 Minuten (Spannstahltemperatur $T_u = 383$ °C, Spannstahlspannung $\sigma_{zu} = 0,52 \beta_z$ (Mittelwerte)).

Der qualitative Verlauf der Spannkraftänderung entsprach derjenigen der in diesem Vorhaben untersuchten Biegeträger.

Aufgrund der Versuchsergebnisse in /Ric82/ und der im vorliegenden Forschungsvorhaben gewonnenen Erkenntnisse wird für die Bemessung statisch unbestimmt gelagerter Bauteile vorgeschlagen, die kritische Temperatur der Spannglieder für eine Spannstahlspannung im Bruchzustand von $\sigma_{zu} = 0,5 \beta_z$ zu bestimmen. Dieser Wert darf für alle Gebrauchslastausnutzungen $\alpha \leq 1,0$ angenommen werden.

Bemerkung: Die Empfehlungen für die Annahme der Größe der Spannstahlspannung im Bruchzustand unterscheiden nicht zwischen statisch bestimmt gelagerten Bauteilen (Abschnitt 8.2.1) und statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen (Abschnitt 8.2.2). Damit wird bei statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen eine mögliche Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer nicht berücksichtigt, die sich als Folge der während der Brandbeanspruchung auftretenden Momentenumlagerung zwischen Feld- und Stützbereich ergeben können. Eine differenzierte Berücksichtigung möglicher Momentenumlagerung bei der Bemessung erfordert genauere Kenntnisse über die Einflußparameter:

- statisches System
- Spanngliederführung
- Menge und Anordnung der schlaffen Bewehrung.

9. Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Biegeträgern mit Vorspannung ohne Verbund unter Brandbeanspruchung untersucht. Es wurden fünf Versuche nach DIN 4102 Teil 2 (09.77) an statisch bestimmt gelagerten Einfeldträgern durchgeführt. Die Beflammung der Versuchskörper erfolgte dreiseitig. Die mit jeweils zwei VSL-Monolitzen vorgespannten Träger wurden mit ihrer vollen zulässigen Gebrauchslast nach DIN 4227 Teil 6 (Vornorm 05.82) belastet.

Das Ziel der Untersuchungen war vornehmlich, die Veränderung der Spann-

stahlspannung während der Brandbeanspruchung, insbesondere bei Annäherung an den Versagenszustand des Bauteils, zu erfassen. Dazu wurde der Einfluß der Parameter

- Laststellung
- Querschnittsform
- Spanngliedführung
- zusätzliche Betonstahlbewehrung

auf das Tragverhalten untersucht.

Auf der Basis der im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" /Ric 87/ erarbeiteten Materialgesetze wurde das Rechenprogramm "VoV-F" zur Berechnung des Tragverhaltens verbundlos vorgespannter, statisch bestimmt gelagerter Bauteile entwickelt und an den Ergebnissen der durchgeführten Brandversuche verifiziert. Rechnerisch wurde dann der Einfluß der Parameter

- Betonfestigkeit
- Festigkeit und Art des Spannstahls
- Bewehrungsgehalt der zusätzlichen Betonstahlbewehrung
- Lastausnutzungsgrad

auf die Veränderung der Spannstahlspannung bei Annäherung an den Versagenszustand untersucht.

Die Brandversuche und die Auswertung der Versuchs- und Rechenergebnisse zeigte, daß die unter Ansatz der Spannstahlspannung im Gebrauchszustand bestimmten Mindestachsabstände nach DIN 4102 Teil 4 (03.81) in allen untersuchten Fällen zu höheren Feuerwiderstandsdauern führten, als aufgrund der Bemessung erwartet wurde. Dies konnte durch die registrierten Spannstahlspannungen erklärt werden, die nach einer Phase des Anstiegs zum Versuchsende hin stets auf Werte von vorh $\sigma_{zu} \leq 0,5 \beta_z$ im Bruchzustand abfielen; d.h. auf Werte, die deutlich geringer waren als die Spannstahlspannung im Gebrauchszustand.

Für die Bemessung brandbeanspruchter Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund konnten folgende Empfehlungen gegeben werden:

- Maßgebend für die Bestimmung der "kritischen Temperatur" des Spannstahls zur Festlegung von Mindestachsabständen in Abhängigkeit von der angestrebten Feuerwiderstandsdauer ist die im Versagenszustand vorhandene Spannstahlspannung

$$\text{crit } T_{V0V} = f(\text{vorh } \sigma_{zu}).$$

- Für statisch bestimmt gelagerte Bauteile kann die im Versagenszustand vorhandene Spannung des Spannstahls festgelegt werden zu

$$\text{vorh } \sigma_{zu} = 0,5 \beta_z,$$

wobei β_z = Zugfestigkeit des Spannstahls bei Normaltemperatur ist.

- Im Versagenszustand bei Brandeinwirkung muß die erforderliche Zugkraft durch die Spanngliedbewehrung bereitgestellt werden. Eine Berücksichtigung von Zugkraftanteilen aus der Betonstahlbewehrung wird vernachlässigt, da das geringe Datenmaterial aus Versuchen z.Z. keine gesicherte Aussage über die Aufteilung der Zugkraft infolge Spannglied- und Betonstahlbewehrung erlaubt.
- Aufgrund der bei der Untersuchung statisch bestimmt gelagerter Bauteile gewonnenen Erkenntnisse und der Auswertung von Berichten der wenigen bislang an statisch unbestimmten Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund durchgeführten Brandversuche, kann die Spannstahlspannung im Versagenszustand für statisch unbestimmte Bauteile ebenfalls zu

$$\text{vorh } \sigma_{zu} = 0,5 \beta_z$$

angenommen werden.

Aufgrund der Umlagerungseffekte der Schnittgrößen bei statisch unbestimmten Konstruktionen im Brandfall sind besonders bei Flachdecken z.B. wegen

des günstigen Einflusses der nur einseitigen Beflammung, sicherlich Reserven gegenüber der jetzigen Bemessung zu erwarten. Da bislang jedoch nur wenige, zum Teil nicht übertragbare Erkenntnisse zum Brandverhalten solcher Konstruktionen vorliegen, kann der Bemessungswert der Spannstahlspannung nur mit o.g. Betrag angegeben werden. Die (experimentelle) Untersuchung folgender Parameter im Hinblick auf die Verwendung von Vorspannung ohne Verbund bei Flachdecken wäre daher aus wirtschaftlichen Gründen wünschenswert:

- horizontale Dehnbehinderung des beflamten Deckenfeldes durch angrenzende, nicht beflamte Bereiche
- Einfluß der Quervorspannung
- Einfluß der Verformung der gedachten Auflagerlinie.

10. Literatur

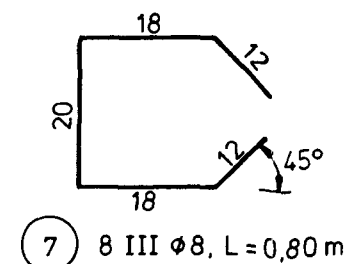
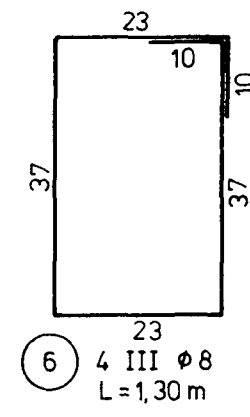
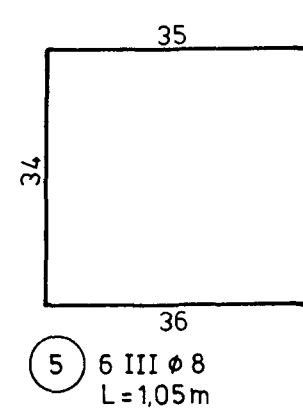
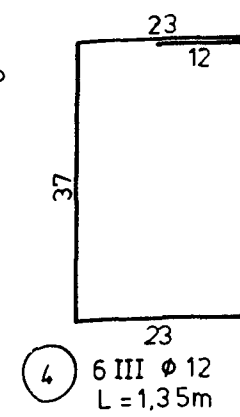
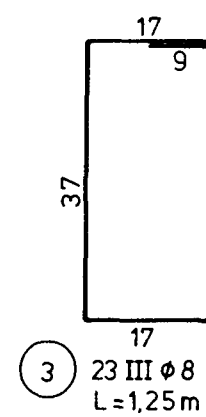
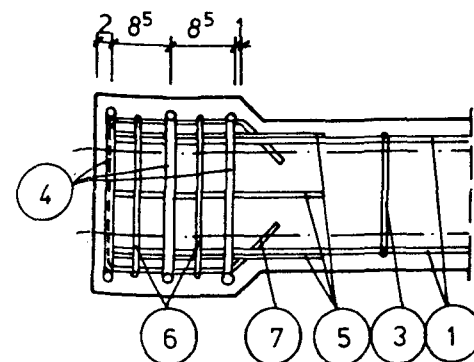
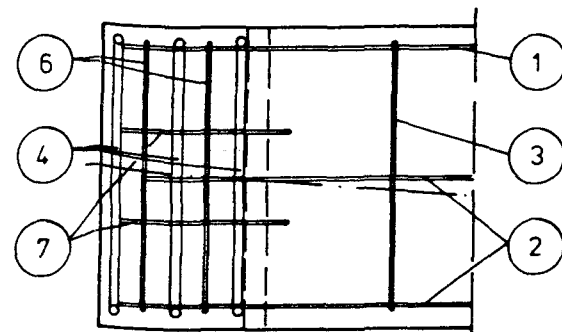
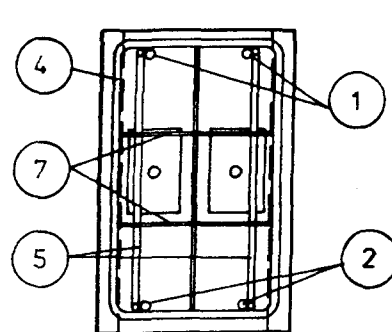
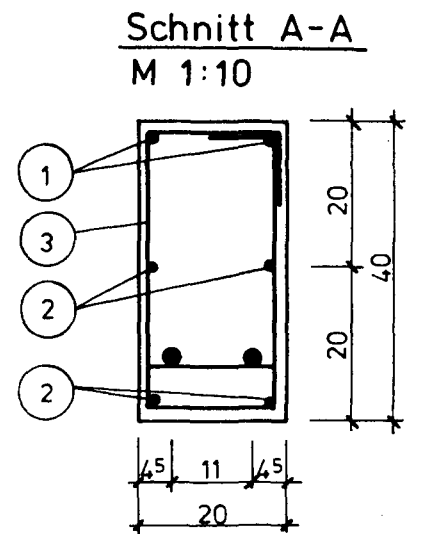
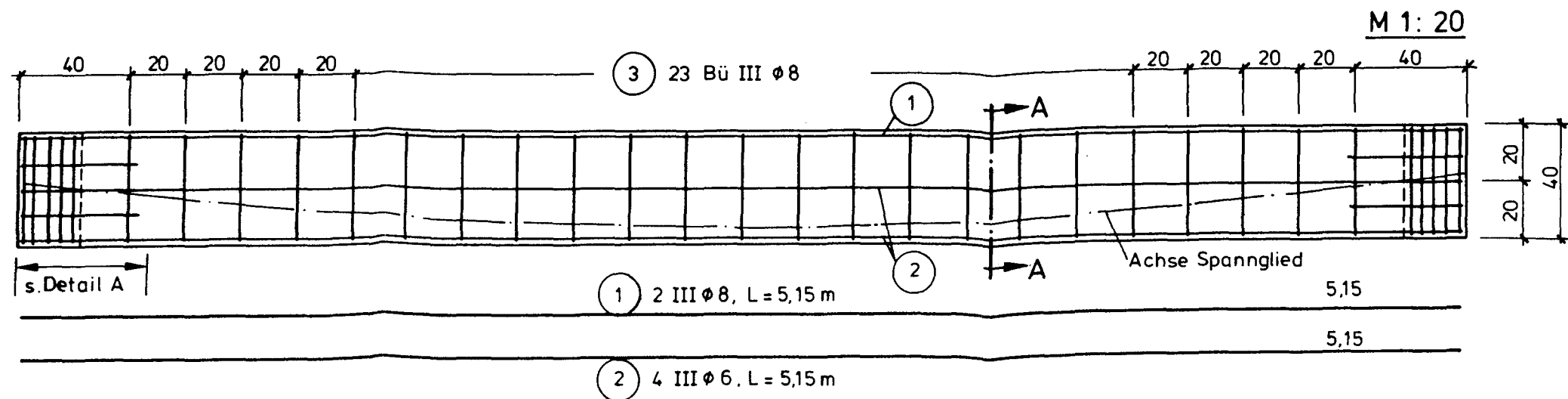
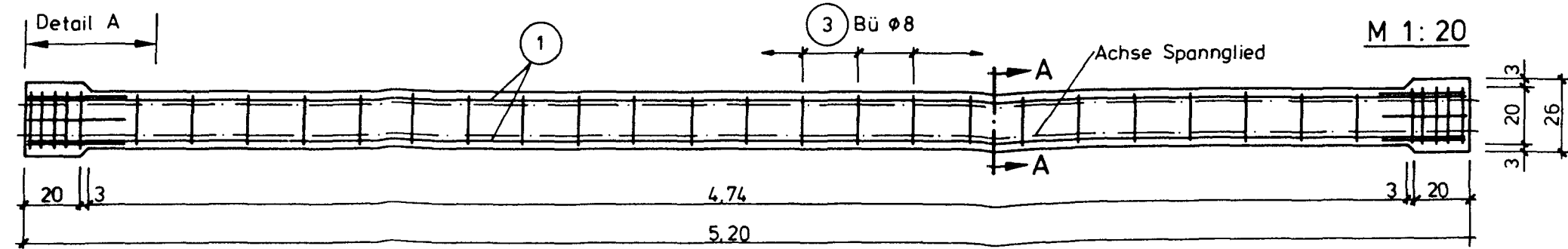
- DIN 488 "Betonstahl"; Teil 1: "Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen", Ausgabe September 1984.
- DIN 1045 "Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung", Ausgabe Juli 1988
- DIN 1048 "Prüfverfahren für Beton"; Teil 1: "Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Probekörper", Ausgabe Dezember 1978.
- DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen";
Teil 2: "Bauteile: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen", Ausgabe September 1977,
Teil 4: "Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile", Ausgabe März 1981.
- ISO "Fire Resistance Tests - Elements of building construction". International Standard 834, November 1975.
- DIN 4227 "Spannbeton"
Teil 1: "Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung", Ausgabe Dezember 1979;
Teil 6: "Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund", Ausgabe März 1981, Vornorm.
- DIN 17 100 "Allgemeine Baustähle (Gütenorm)", Ausgabe Januar 1980.
- DIN 50 145 "Prüfung metallischer Werkstoffe: Zugversuch", Ausgabe Mai 1975.
- DIN 51 603 "Heizöle", Teil 1: "Heizöl EL, Mindestanforderungen", Ausgabe Dezember 1981.
- Report No. ACI 423.3 R-83
"Recommendations for Concrete Members Prestressed with unbonded Tendons"; American Concrete Institut, ACI-ASCE Committee 423.

- BSI 8110 British Standard "Structural Use of Concrete"
Part 1: Code of practice for design and construction",
Part 2: Code of practice for special circumstances",
British Standard Institution 1985.
- VB 1974 Regulations for concrete, VB 1974, Part H - Prestressed Concrete using unbonded tendons. Additional Requirements Netherlands Normalisatie-Institut, Rijswijk, 1981.
- VSL Monolitzenspannverfahren ohne Verbund. Zulassungsbescheid vom 9. Februar 1981, Institut für Bautechnik, Berlin.
- /BBB 74/ Becker, J.; Bizri, H.; Bresler, B.: FIRES-T. A Computer Program for the Fire Response of Structures - Thermal. Report No. UCB FRG 74-1, University of California, 1974.
- /CRA 67/ Cranston, W.B.: A Computer Method for the Analysis of Restrained Columns. Cement and Concrete Association, Technical Report 1967.
- /Gan 79/ Gantvoort, E.J.: The Behaviour of a continuous Slab, prestressed by Unbonded Tendons during a Fire-Test. Information Sheet, Institute TNO for Building Materials and Building Structures, 1979.
- /Heg 85/ Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Braunschweig 1985.
- /H-D 83/ Herberghen, P.v.; Damme, M.v.: Fire Resistance of Post-Tensioned continuous Flat Floor Slabs with Unbonded Tendons. Document ISO/TC 92/SC 2/WG 2 N 65, 1983.
- /KEP 75/ Kordina, K.; Ehm, H.; von Postel, R.: Erwärmungsvorgänge an balkenartigen Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin, 1975.
- /KMO 81/ Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Beton-Verlag GmbH., Düsseldorf, 1981.

- /K-R 83/ Kordina, K.; Richter, E.: Untersuchungen an Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund unter Brandbeanspruchung gemäß DIN 4102, Braunschweig, 1983.
- /Kli 76/ Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Braunschweig, 1976.
- /Kor 83/ Kordina, K.: Untersuchung der Möglichkeit des Einsatzes der Vorspannung ohne Verbund. Forschungsbericht 1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.
- /Kra 80/ Krampf, L.: Die Brandversuchsanlage für flächenartige Bauteile mit Verformungsbehinderung. Arbeitsberichte 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148, Brandverhalten von Bauteilen, Technische Universität Braunschweig, 1980.
- /Kup 83/ Kupfer, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen - einschließlich teilweiser Vorspannung. Abgedruckt im Betonkalender 1983, Teil 1. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München, 1983.
- /Ric 82/ Richter, E.: Vorspannung ohne Verbund im Brandfall. Beitrag in: Brandverhalten von Bauteilen. 3. öffentl. Forschungskolloquium des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, Universität Karlsruhe, 1982.
- /Ric 87/ Richter, E.: Spannungs/Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff. Arbeitsbericht 1984 - 1986, Teil I, Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1987.
- /RiD 87/ Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze, Dissertation, Braunschweig, 1987.

- /R-L 87/ Ruge, J.; Linnemann, R.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hoher Temperatur. Arbeitsbericht 1984 - 1986, Teil II, Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1987.
- /TCW 84/ Trost, H.; Cordes, H.; Weller, B.: Untersuchungen zur Vorspannung ohne Verbund. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 355, Berlin, 1984.
- /QHR 84/ Quast, U.; Haß, R.; Rudolph, K.: STABA-F: Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984.
- /We1 88/ Weller, B.: Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Durchlaufträgern mit Vorspannung ohne Verbund. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 391, Berlin, 1988.
- /Wöl 80/ Wölfel, E.: Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund, Bauingenieur 55, 1980.
- /Zim 88/ Zimmermann, J.: Biegetragverhalten und Bemessung von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 391, Berlin, 1988.
- /Zim 85/ Zimmermann, J.: Tragverhalten und Systemtragfähigkeit von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund. Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation, 1985.

A N L A G E N

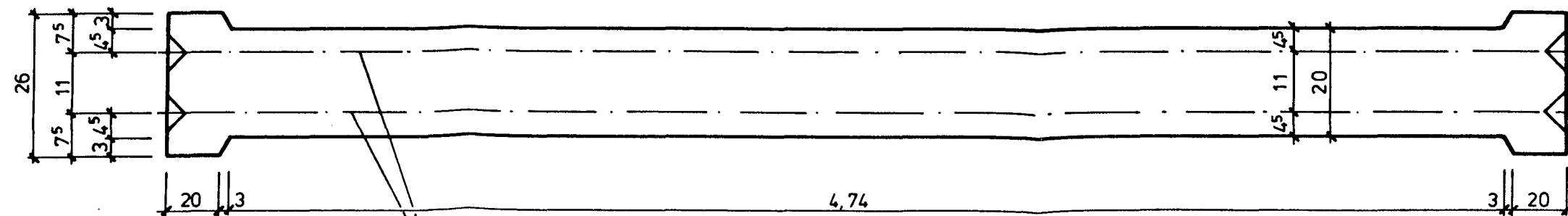


Betondeckung $c = 1.5 \text{ cm}$

Spannbetonträger VoV - 1/-2 -schlaife Bewehrung -	B 45 BSt 420/500
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	Anlage 1

Draufsicht

Länge M. 1:20 Breite M. 1:10

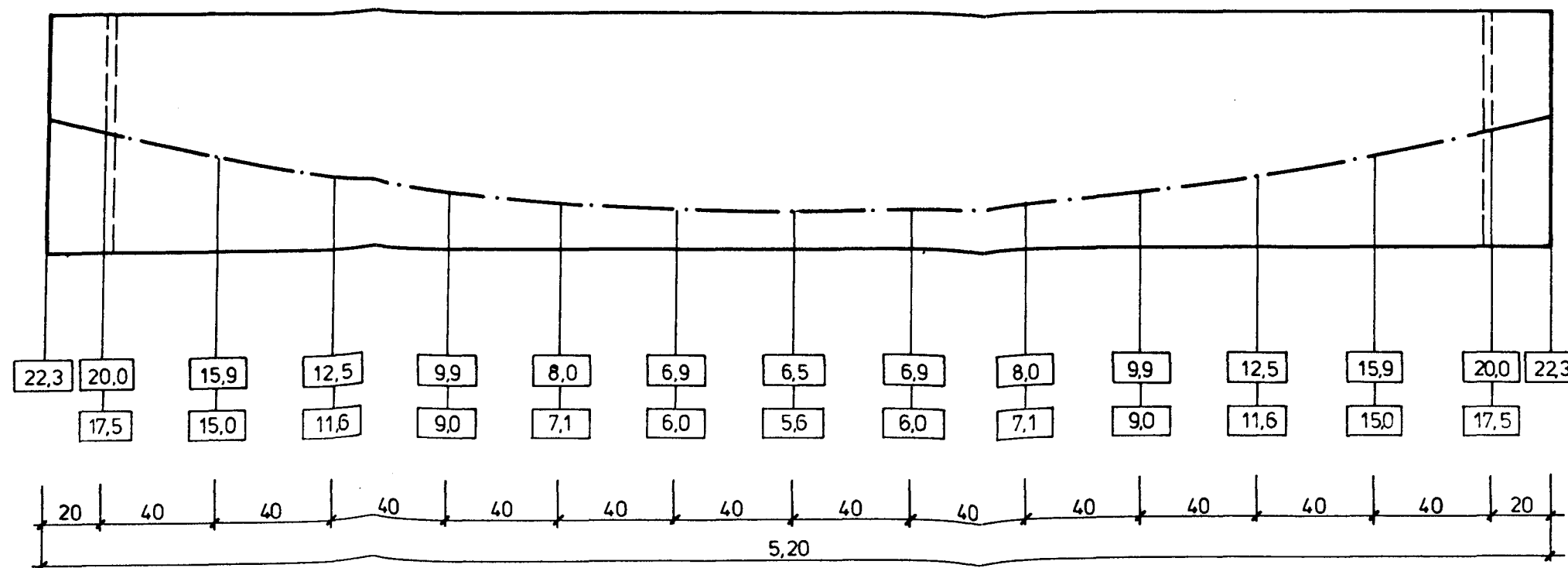


Litzenüberstand
je Stirnseite
≥ 1,50 m

- Spanndrahtlitze 0,6" St 1570/1770
VSL-Monolitzen ohne Verbund
Nettolänge 5,20 m

Längsschnitt

Länge M.1:20 Höhe M. 1:10



Abstand Spanngliedachse - Schalungsboden [cm]

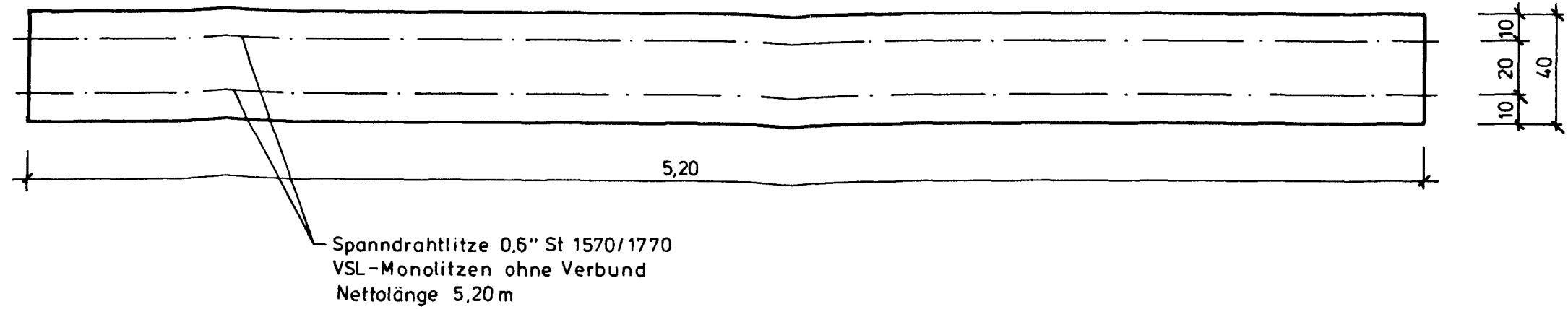
Abstand UK Spannglied -
Schalungsboden [cm]

Spannbetonträger V o V -1 / -2 - Spanngliedführung -	B 45 St 1570/1770
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	Anlage 2

Draufsicht

M. 1:20

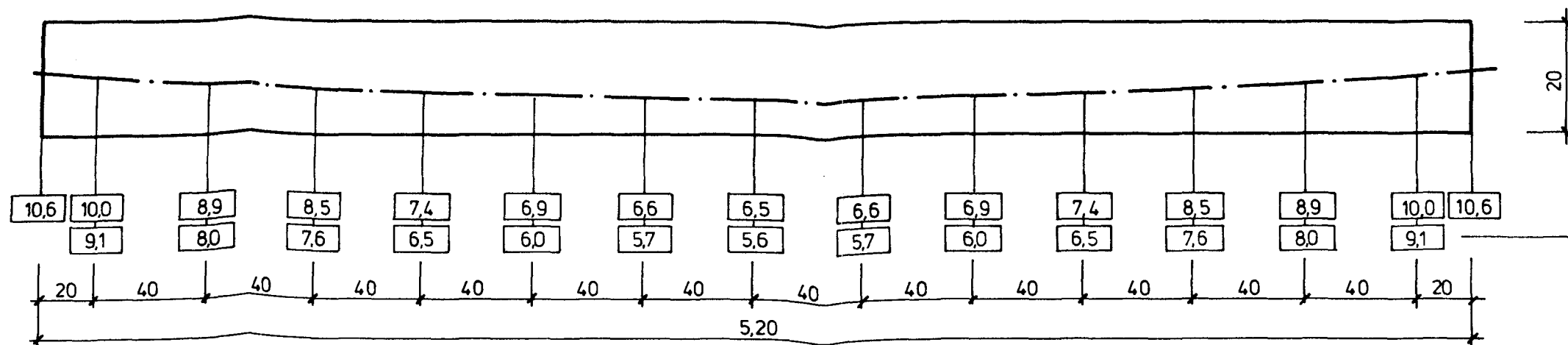
Litzenüberstand
je Stirnseite
≥ 1,50m



Längsschnitt

Länge M.1:20 , Höhe M.1:10

Abstand
Spanngliedachse
Schalungsboden
(cm)



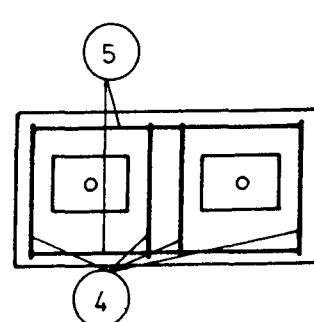
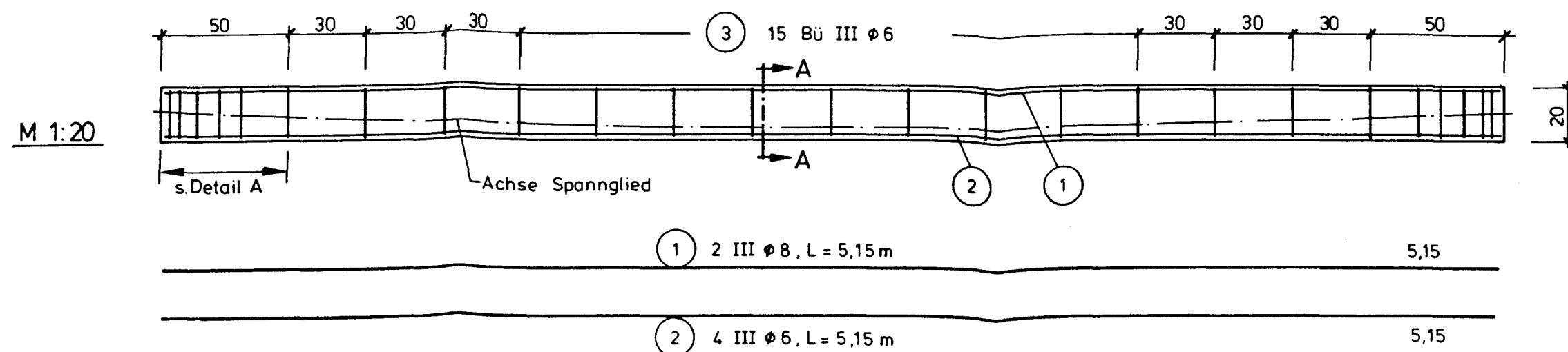
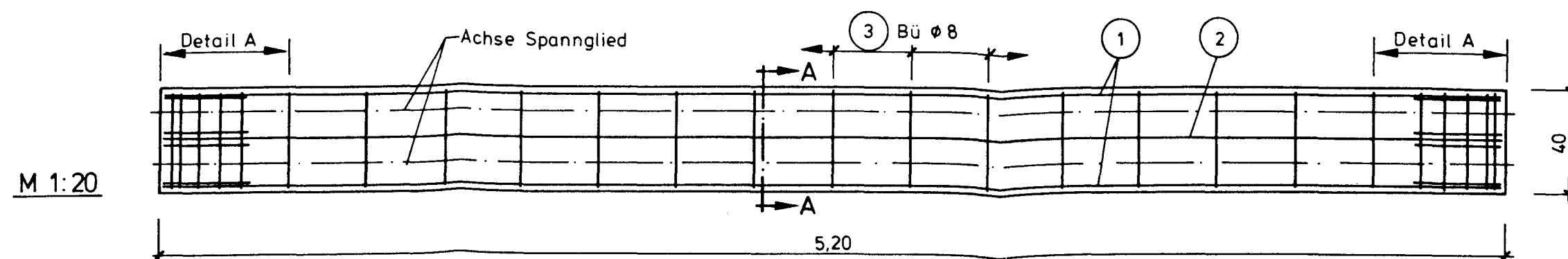
Abstand
UK Spannglied -
Schalungsboden
(cm)

Spannbetonträger Vo V - 3
- Spanngliedführung -

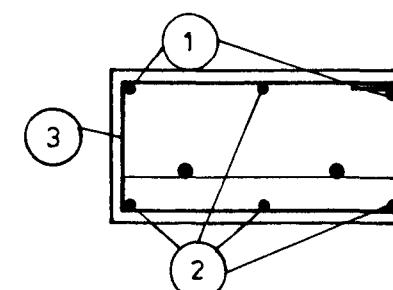
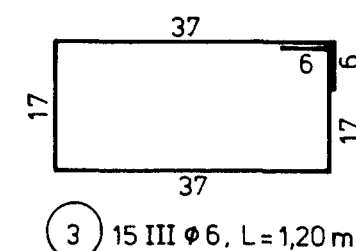
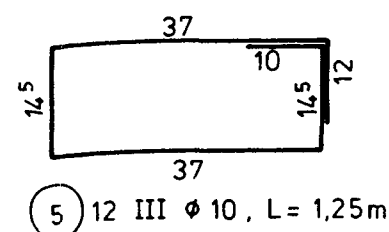
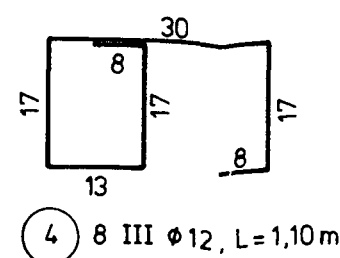
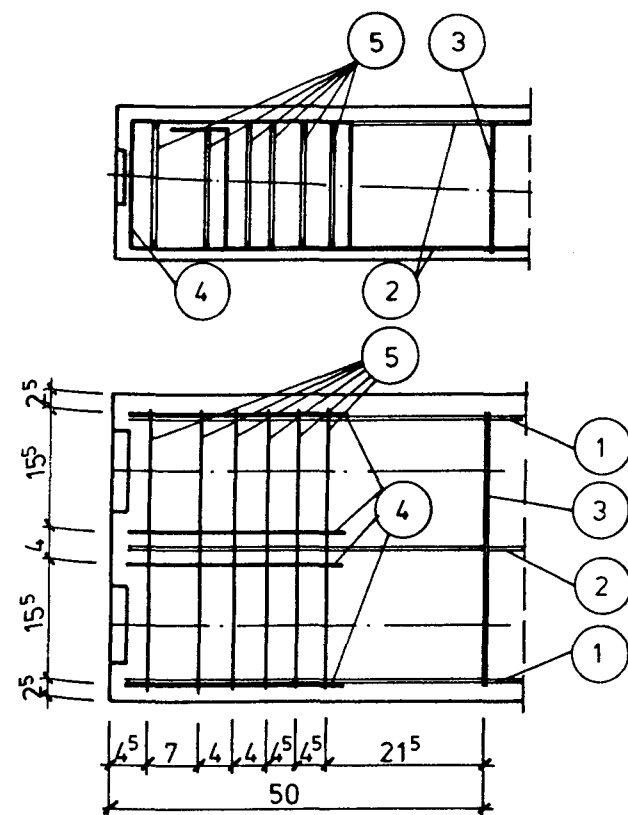
B 45
St 1570/1770

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 3



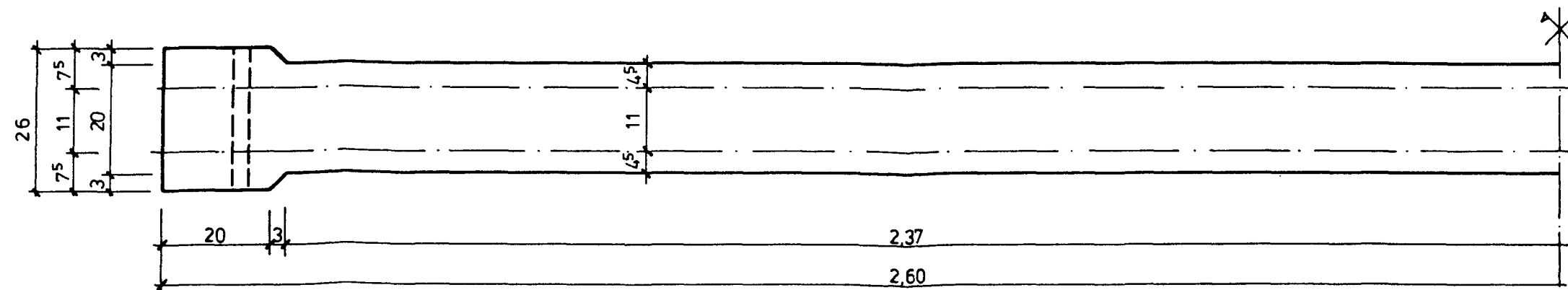
Detail A
M. 1:10



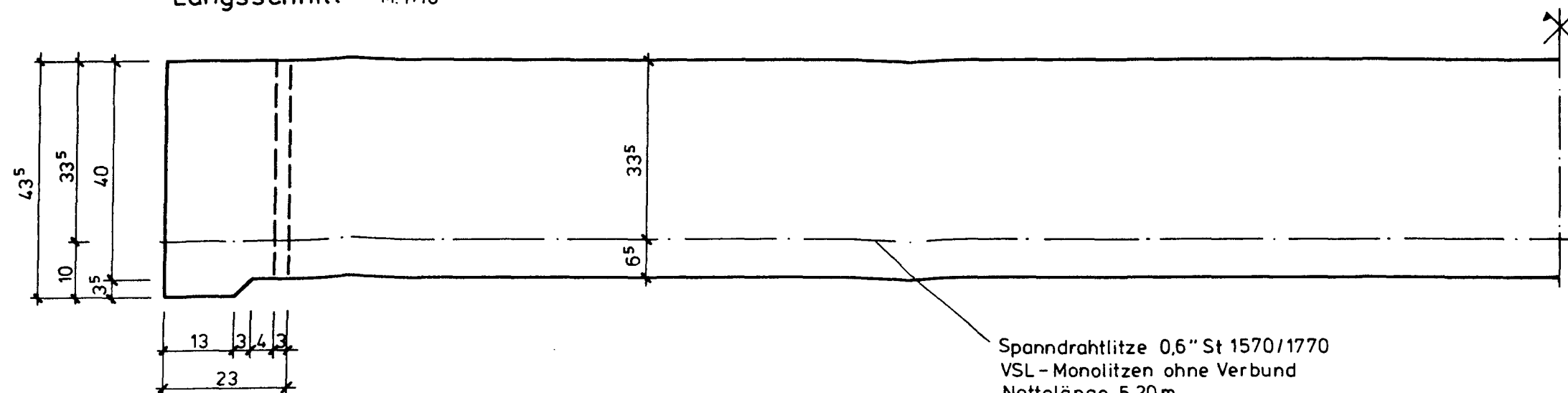
Schnitt A-A
M. 1:10

Spannbetonträger Vo V-3 - schlaaffe Bewehrung -	B 45 BSt 420/50
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialanstalt für das Bauwesen	Anlage 4

Draufsicht M.1:10



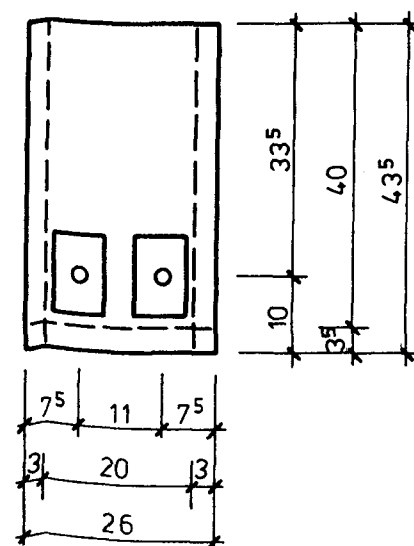
Längsschnitt M.1:10



Spanndrahtlitze 0,6" St 1570/1770
VSL - Monolitzen ohne Verbund
Nettolänge 5,20 m
Litzenüberstand je Stirnseite $\geq 1,50$ m

ABSTAND UK SPANNGLIED - SCHALUNGSBODEN 5,6 cm !

Stirnseite mit
Spanngliedverankerung M.1:10

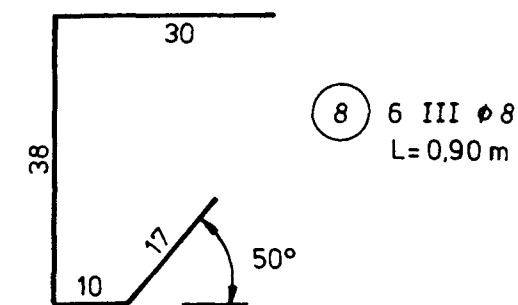
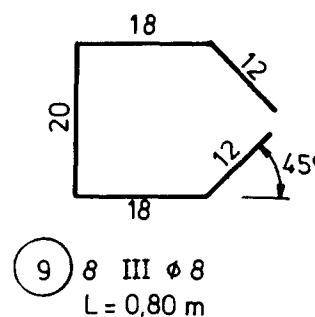
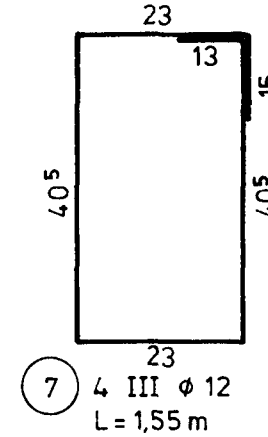
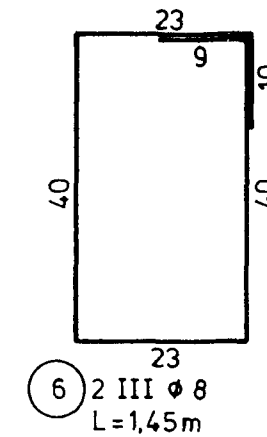
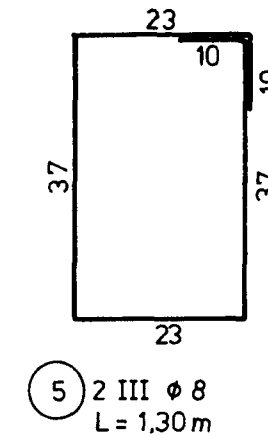
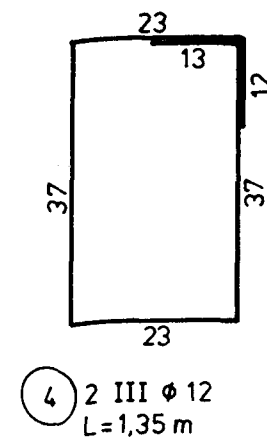
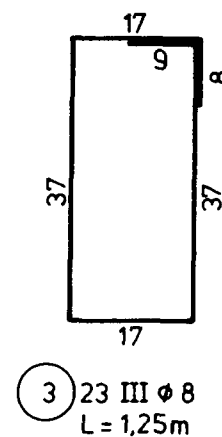
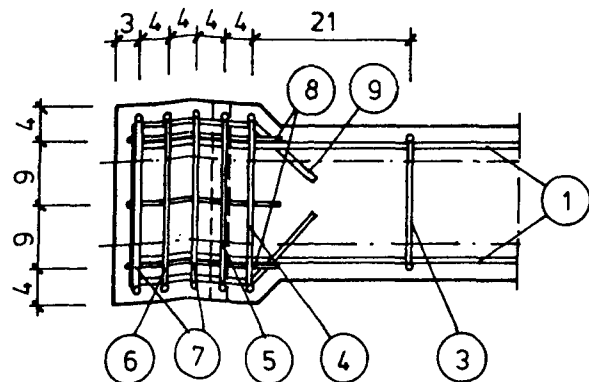
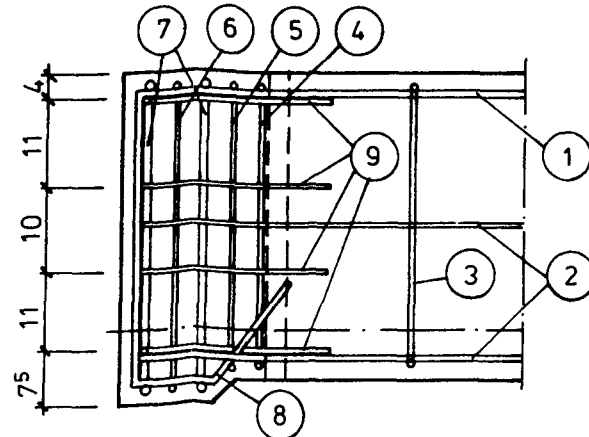
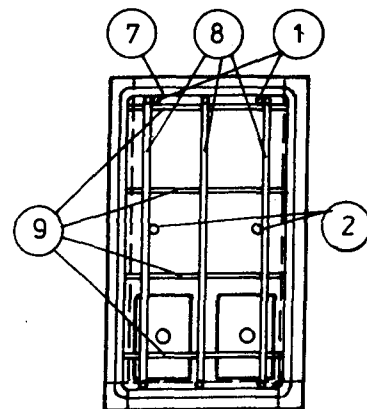
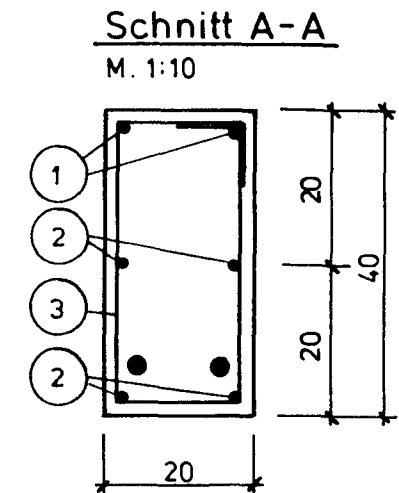
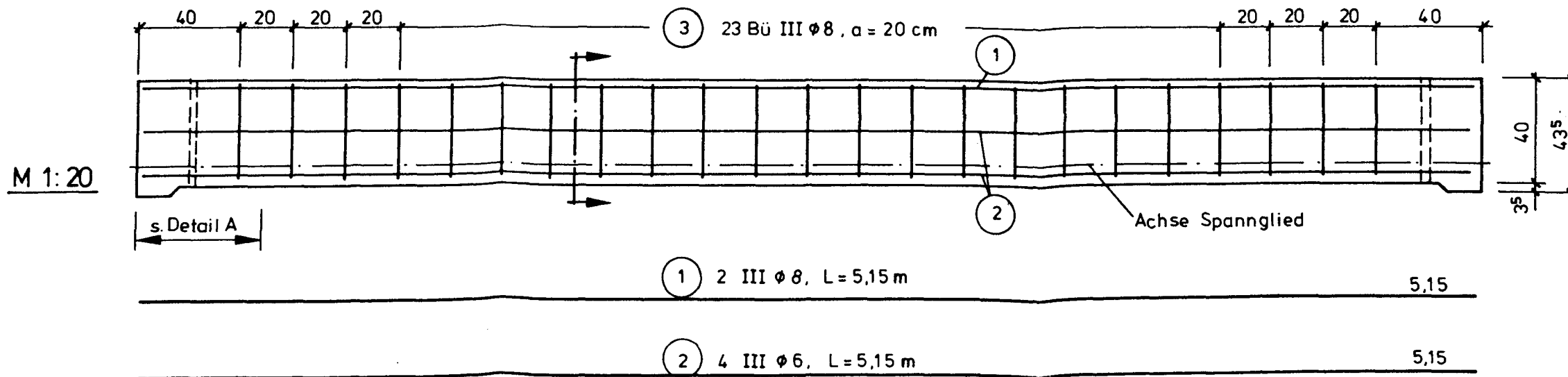
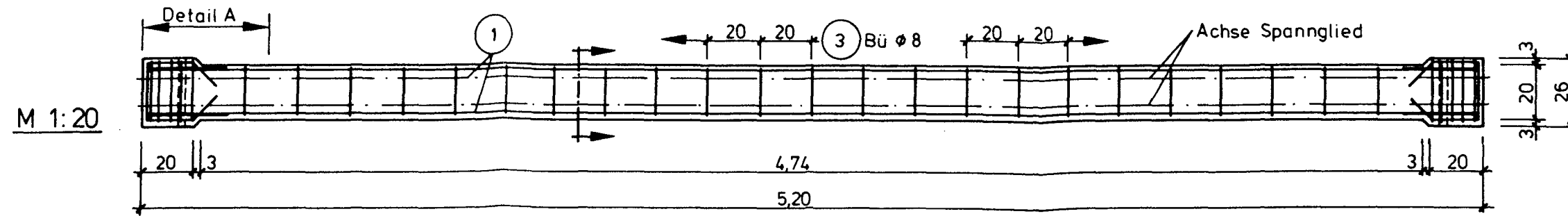


Spannbetonträger V o V - 4
- Spanngliedführung -

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

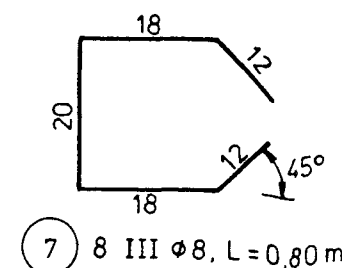
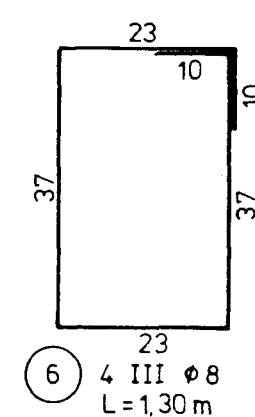
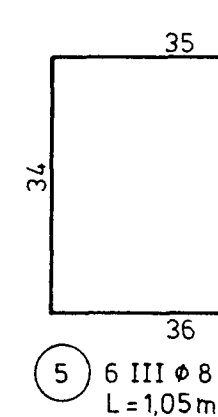
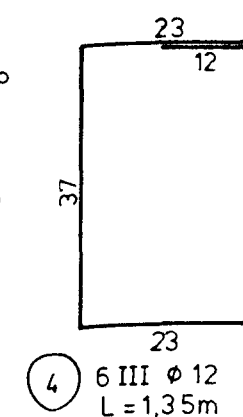
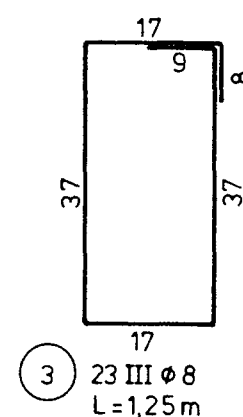
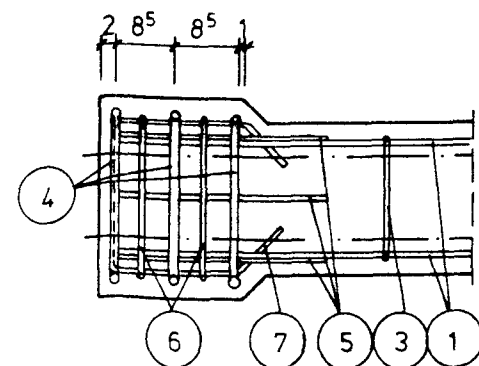
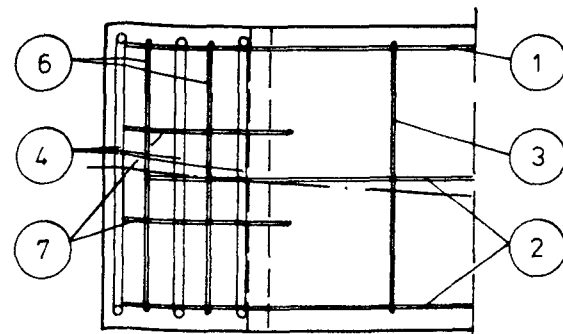
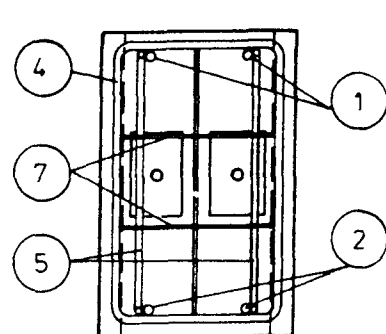
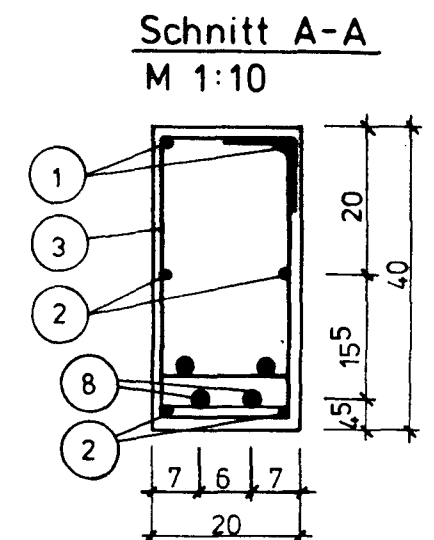
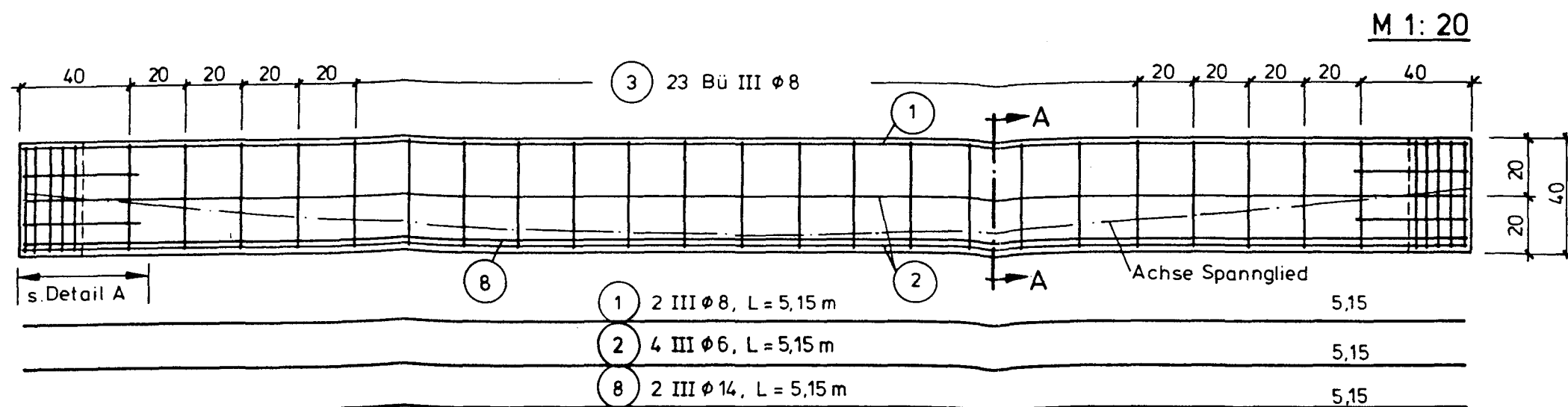
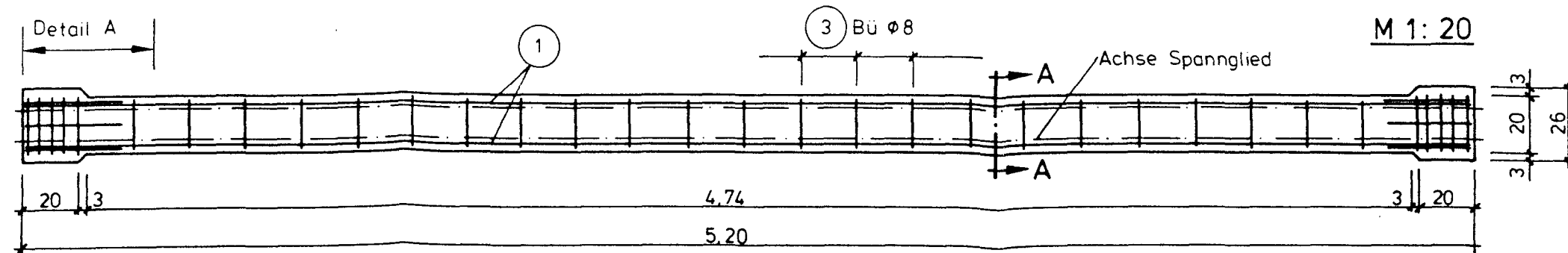
B 45
St 1570/1770

Anlage 5



Detail A
M. 1:10

Spannbetonträger V o V - 5 -schlaife Bewehrung -	B 45 BSt 420/500
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz Technische Universität Braunschweig Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen	Anlage 6



Betondeckung $c = 1.5 \text{ cm}$
Spanngliedführung wie Typ 1 !

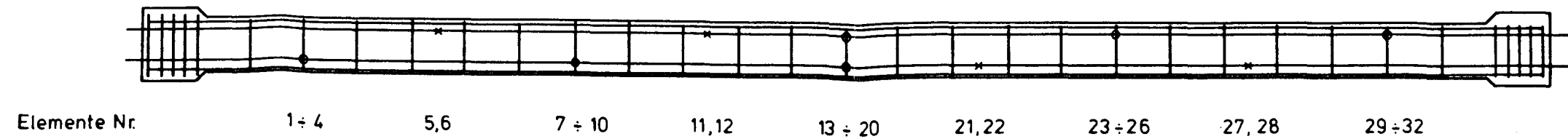
Spannbetonträger Vo V-5
-schlaife Bewehrung-

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

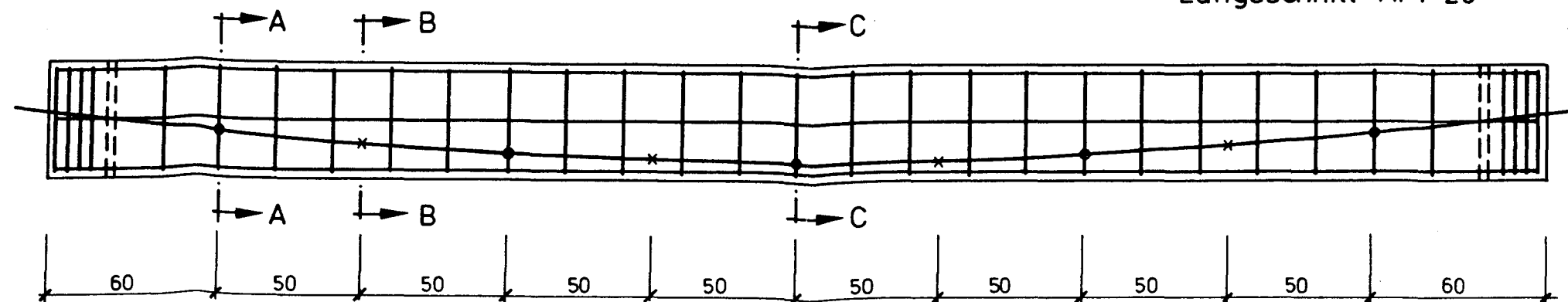
B 45
BSt 420/500

Anlage 7

Draufsicht M. 1:20

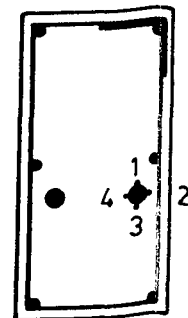


Längsschnitt M. 1:20

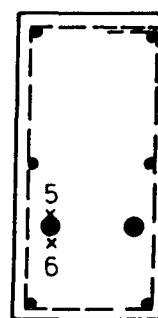


Schnitt
M. 1:10

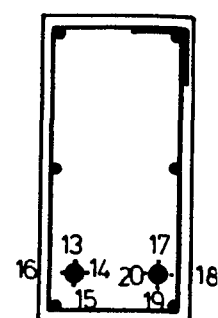
A-A



B-B



C-C



Symbol	Lage der Messperlen am Spannglied
○	
x	

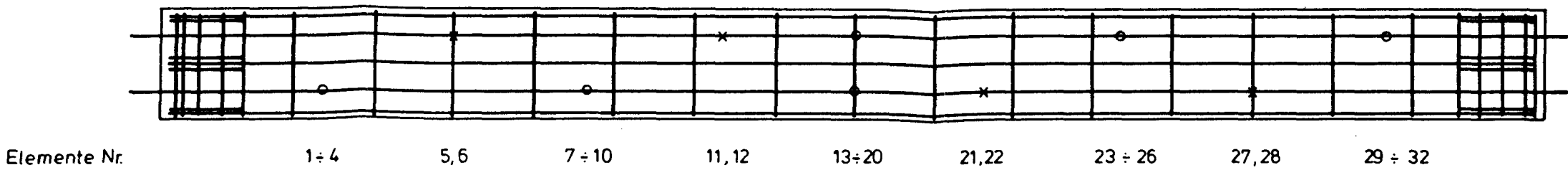
Spannbetonträger VoV -1/-2
- Lage der Thermoelente -

Thermoelemente
Ni Cr -Ni

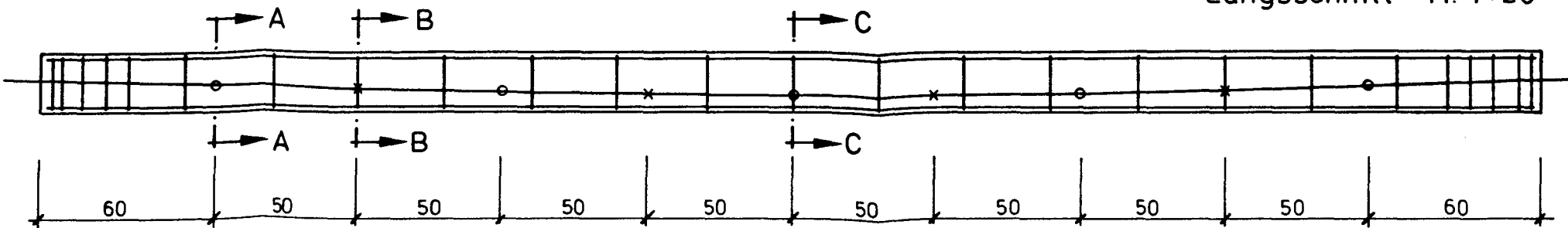
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 8

Draufsicht M. 1:20

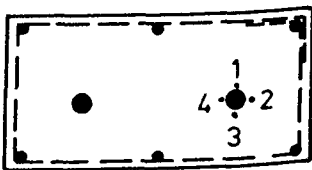


Längsschnitt M. 1:20

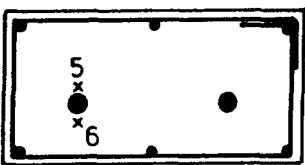


Schnitte

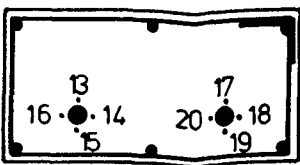
A - A



B - B



C - C



M. 1:10

Symbol	Lage der Messperlen am Spannglied
○	
x	

Spannbetonträger VoV - 3

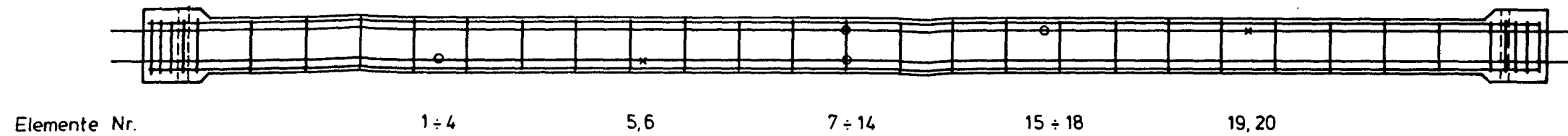
- Lage der Thermoelemente -

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

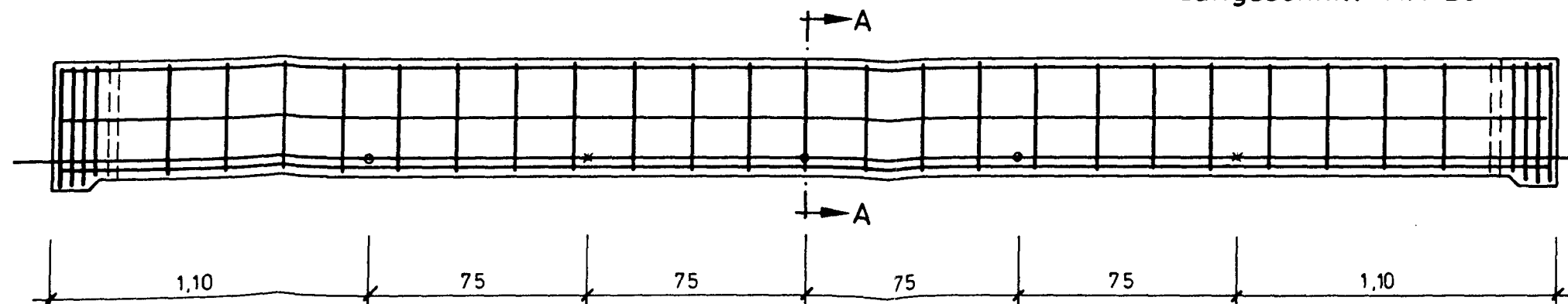
Thermoelemente
Ni Cr - Ni

Anlage 9

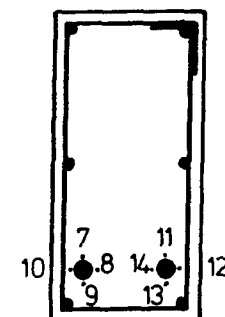
Draufsicht M.1:20



Längsschnitt M.1:20



Schnitt A-A
M. 1:10



Symbol	Lage der Messperlen am Spannglied
○	
x	

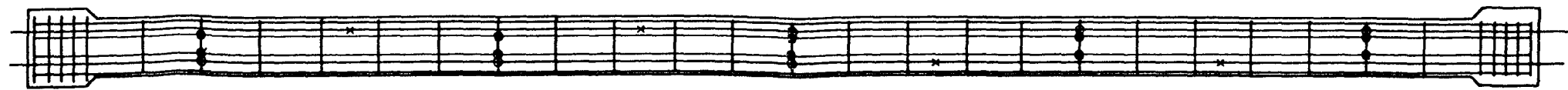
Spannbetonträger VoV-4
-Lage der Thermoelemente -

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Thermoelemente
Ni Cr - Ni

Anlage 10

Draufsicht M. 1:20



Elemente Nr.

○ 1 ÷ 4
● 33,34

× 5,6

- $7 \div 10$
- 35,36

× 11, 12

- $13 \div 20$
- 37,38

x21,22

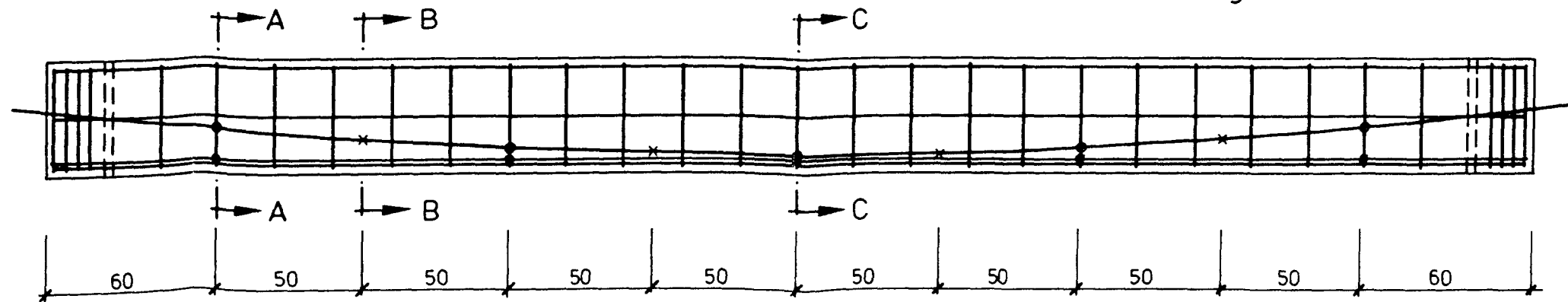
○ 23 ÷ 26
⊗ 39,40

x27, 28

○ 29 ÷ 32
⊗ 41, 42

an den Spanngliedern
an den Zulagen

Längsschnitt M. 1:20

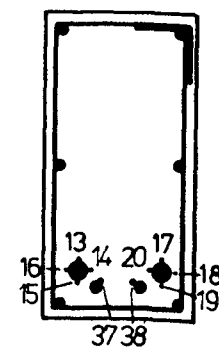
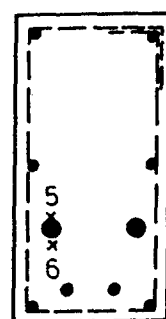
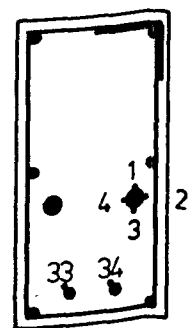




Schnitt
M. 1:10

A-A

B-B

C-C



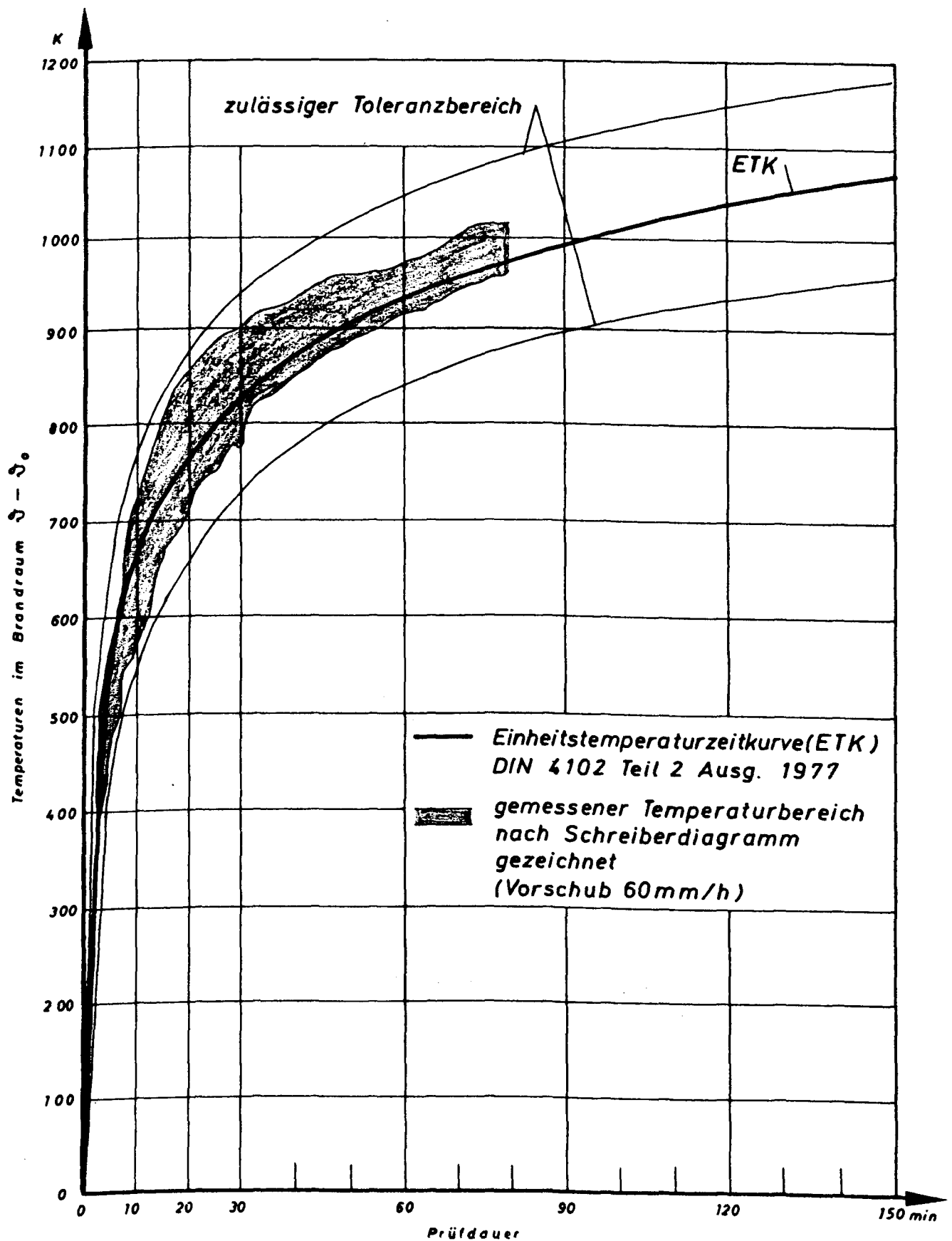
Symbol	Lage der Messperlen am Spannglied
○	
x	

Spannbetonträger VoV-5
- Lage der Thermoelente -

Thermoelemente
Ni Cr - Ni

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 11



Ausgangstemperatur
bei Prüfbeginn 20 °C

VERSUCH VOV-1

Temperatures im Brandraum

Anlage 12

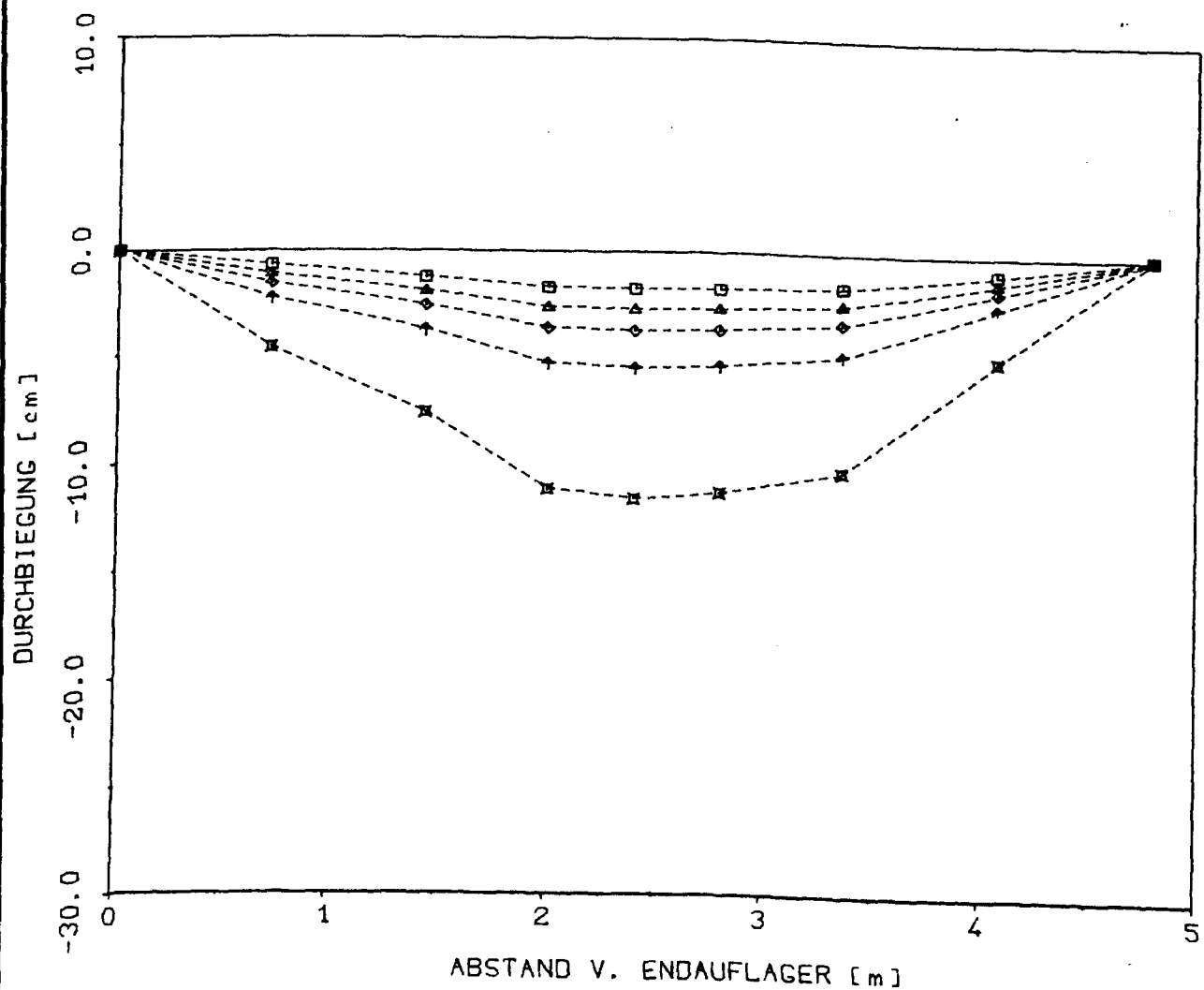
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

VOV

VERSUCH 1
DURCHBIEGUNGSVERLAEUF

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

□ = 15. MIN
△ = 30. MIN
◇ = 45. MIN
† = 60. MIN
⊠ = 77. MIN



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

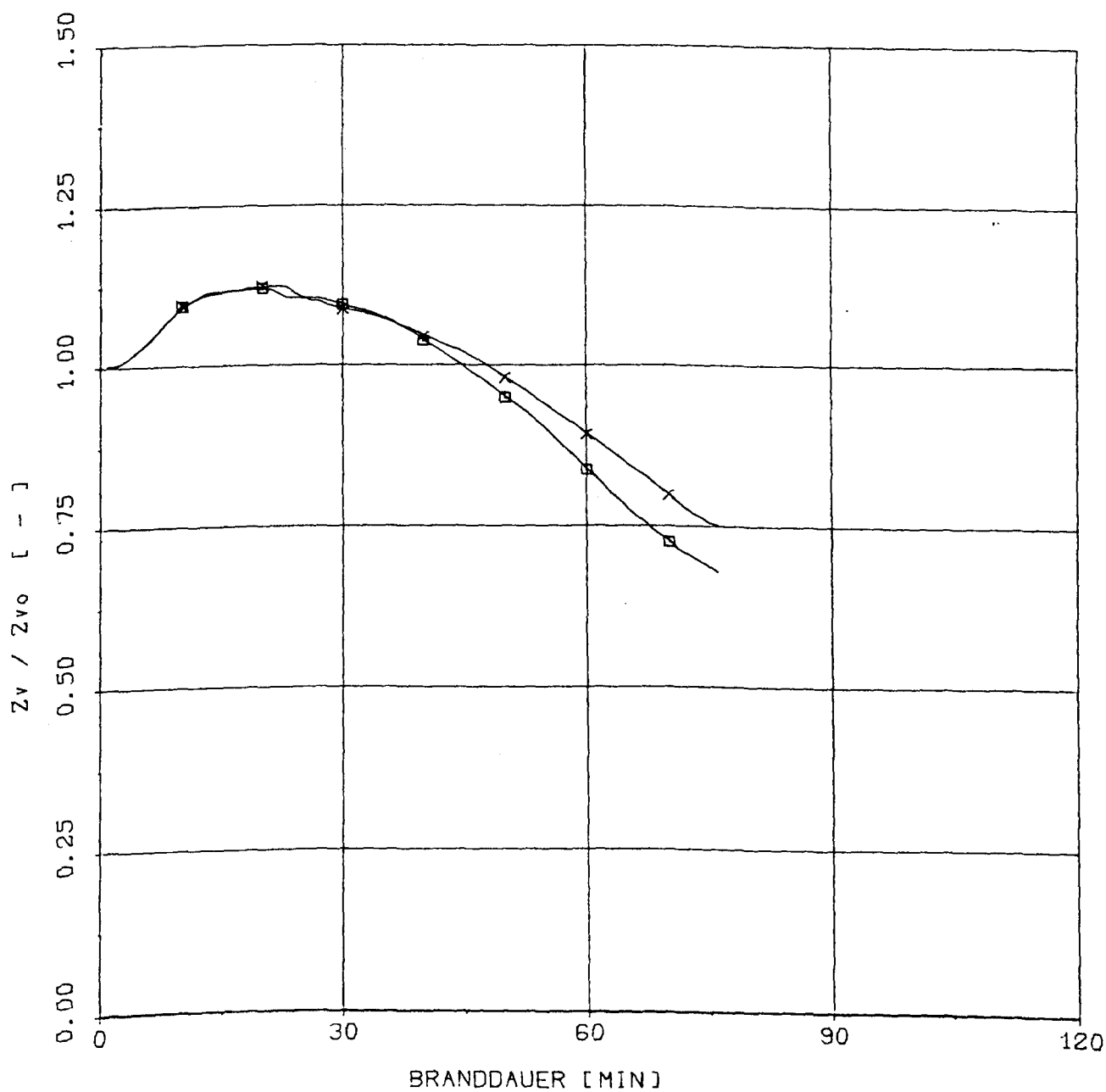
Anlage 13

VOV

VERSUCH 1
VERÄNDERUNG DER VORSPANNKRAFT

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

□ = SPANNGLIED 1
x = SPANNGLIED 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 14

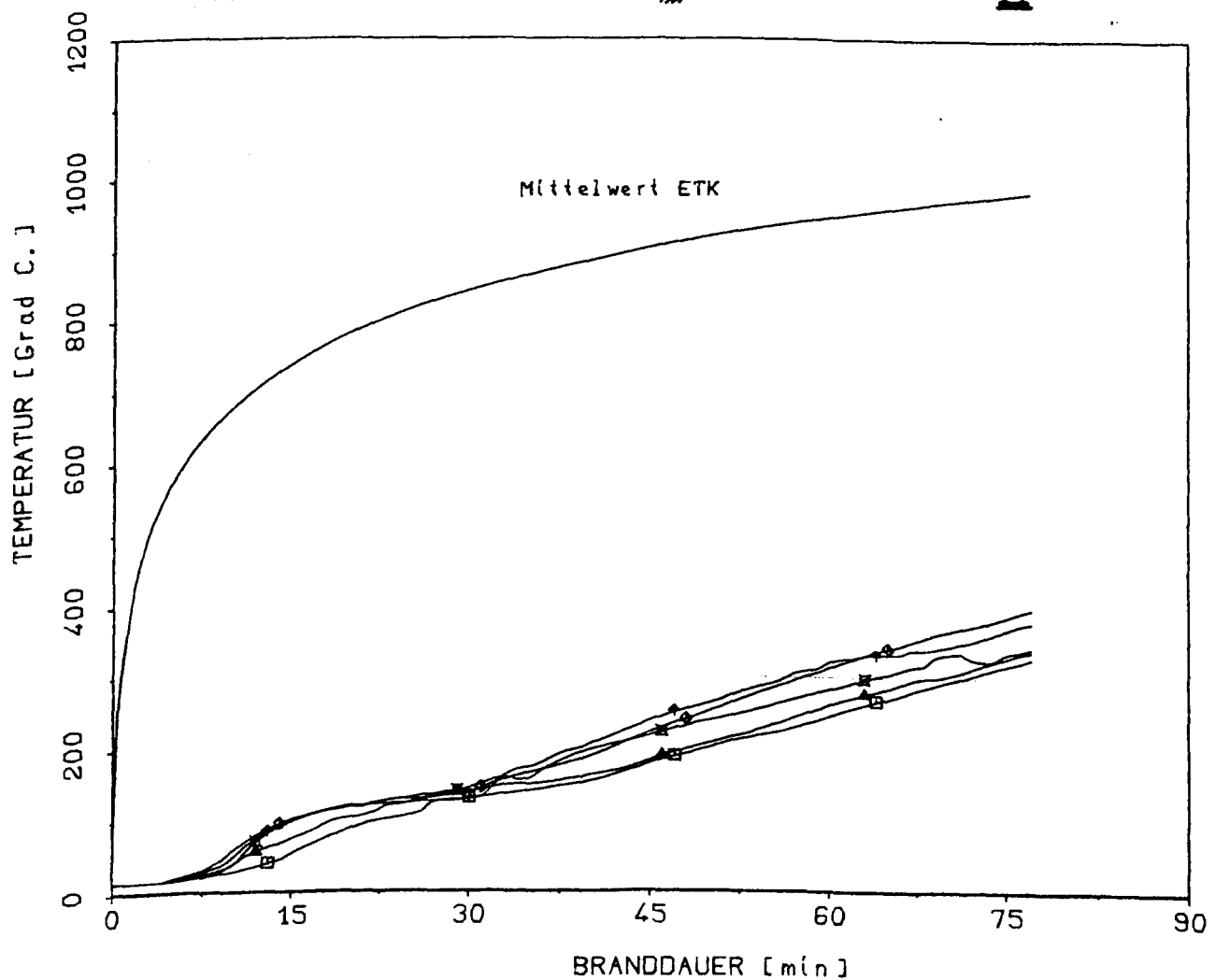
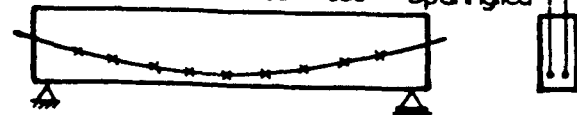
VOV

VERSUCH 1
TEMPERATUREN SPANNGLIED 1

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

□ = Messtelle 40
▲ = Messtelle 140
◇ = Messtelle 240
+ = Messtelle 290
■ = Messtelle 390

MST 90 190 210 340 440 Spannglied 2
MST 40 140 240 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 15

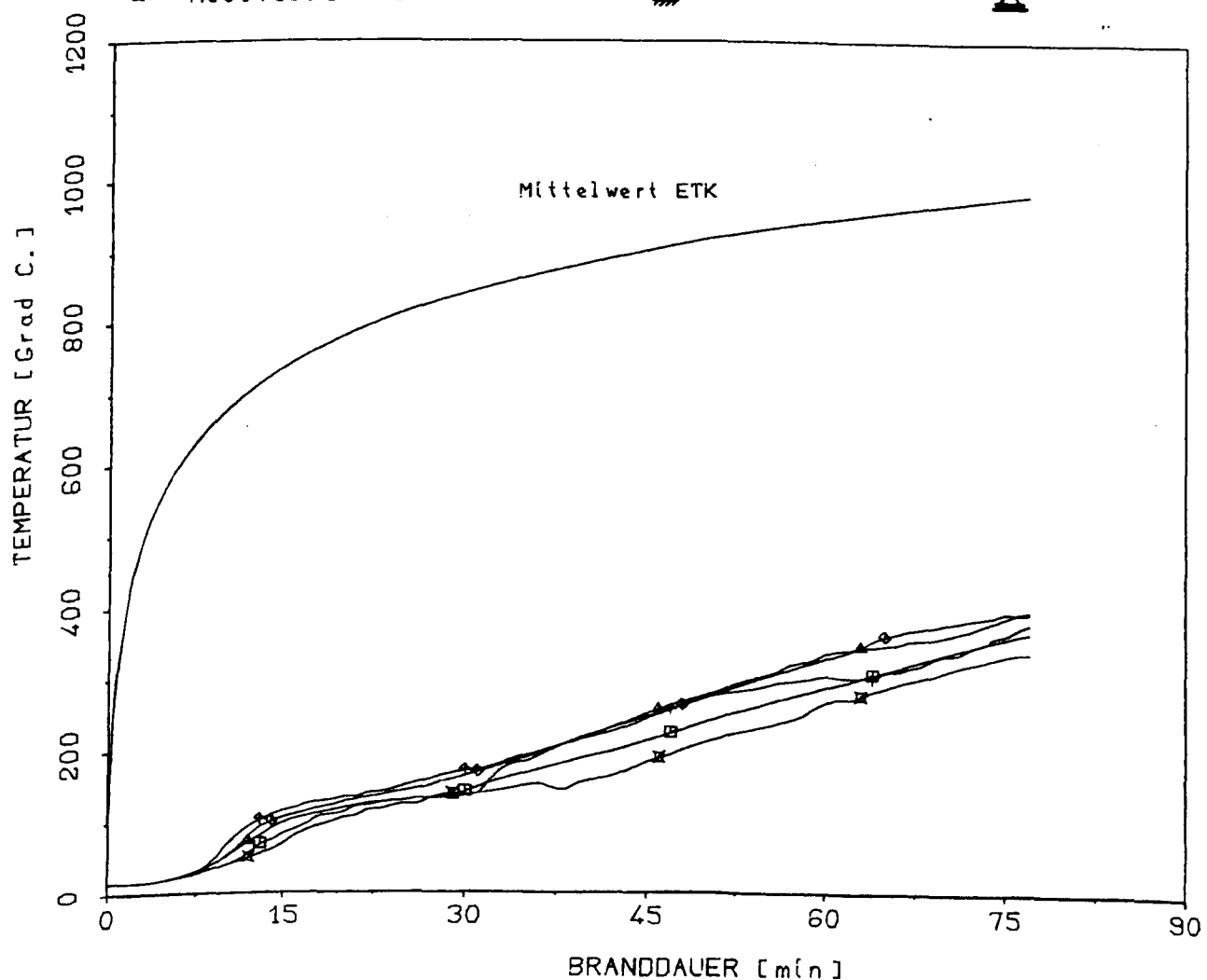
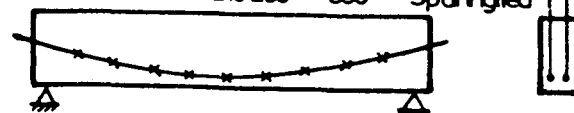
VOV

VERSUCH 1
TEMPERATUREN SPANNGLIED 2

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

□ = Messtelle 90
△ = Messtelle 190
◇ = Messtelle 240
+ = Messtelle 340
■ = Messtelle 440

MST 90 190 240 340 440 Spannglied 2
MST 40 140 200 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

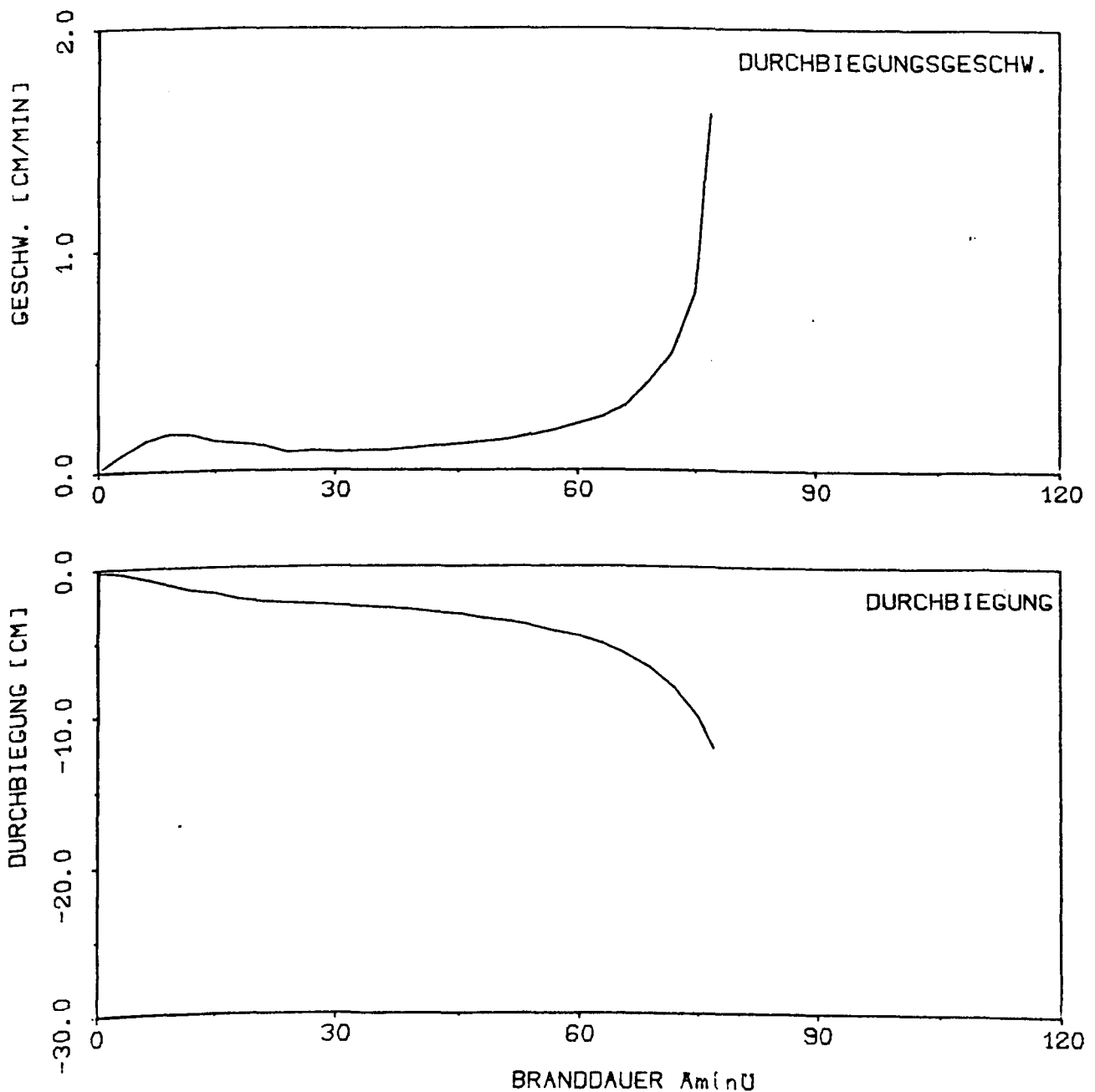
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 16

VOV

VERSUCH 1
MITTENDURCHBIEGUNG

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

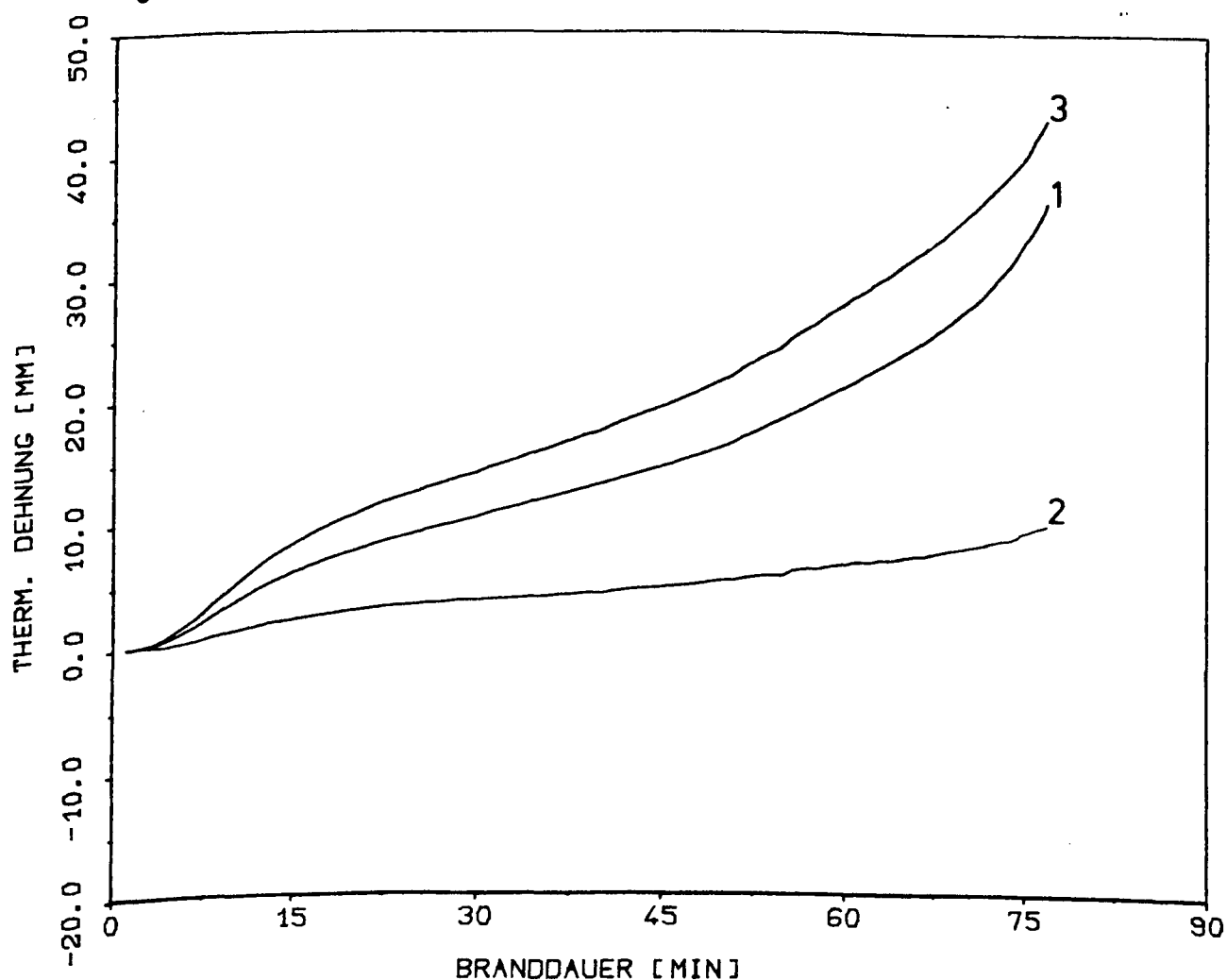
Anlage 17

VOV

VERSUCH 1
THERM. DEHNUNG

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellaasten

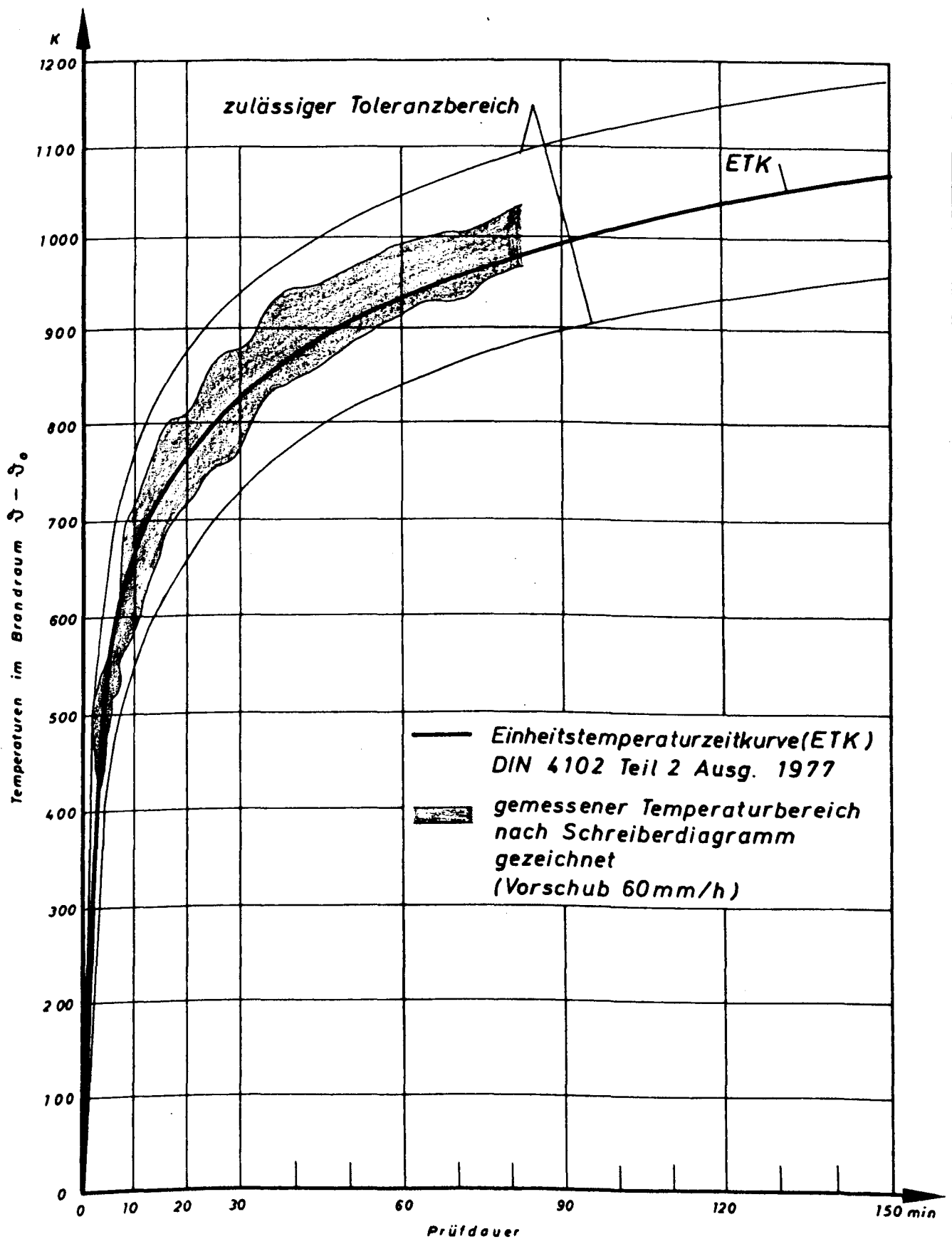
1 VERSCHIEBLICHES AUFLAGER
2 UNVERSCHIEBLICHES AUFLAGER
3 = 1+2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 18



Ausgangstemperatur
bei Prüfbeginn 20 °C

VERSUCH VOV-2

Temperatures im Brandraum

Anlage 19

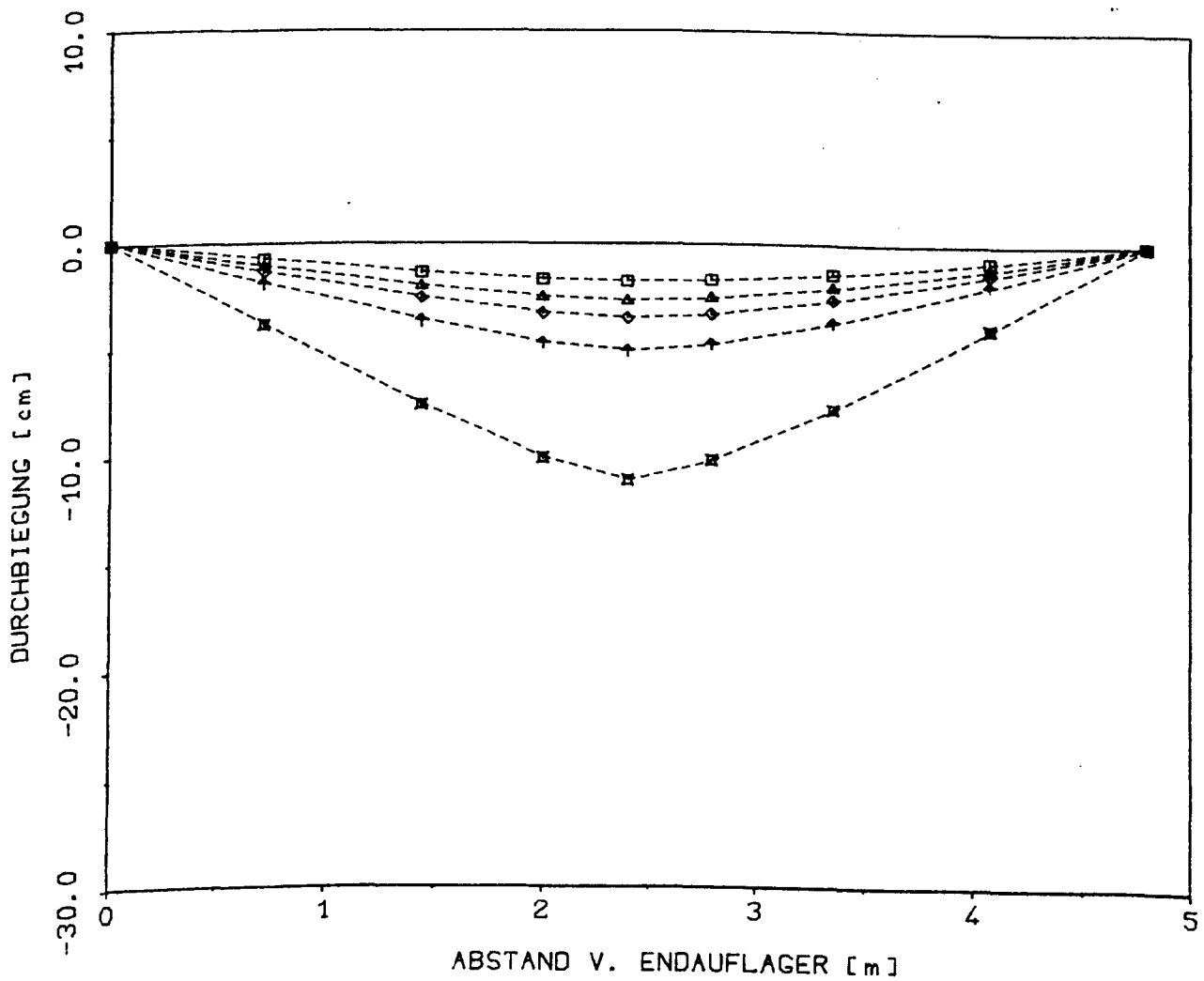
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

VOV

VERSUCH 2
DURCHBIEGUNGSVERLAEUFE

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
Einzellast in Feldmitte

□ = 15. MIN
△ = 30. MIN
◇ = 45. MIN
† = 60. MIN
⊠ = 74. MIN



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

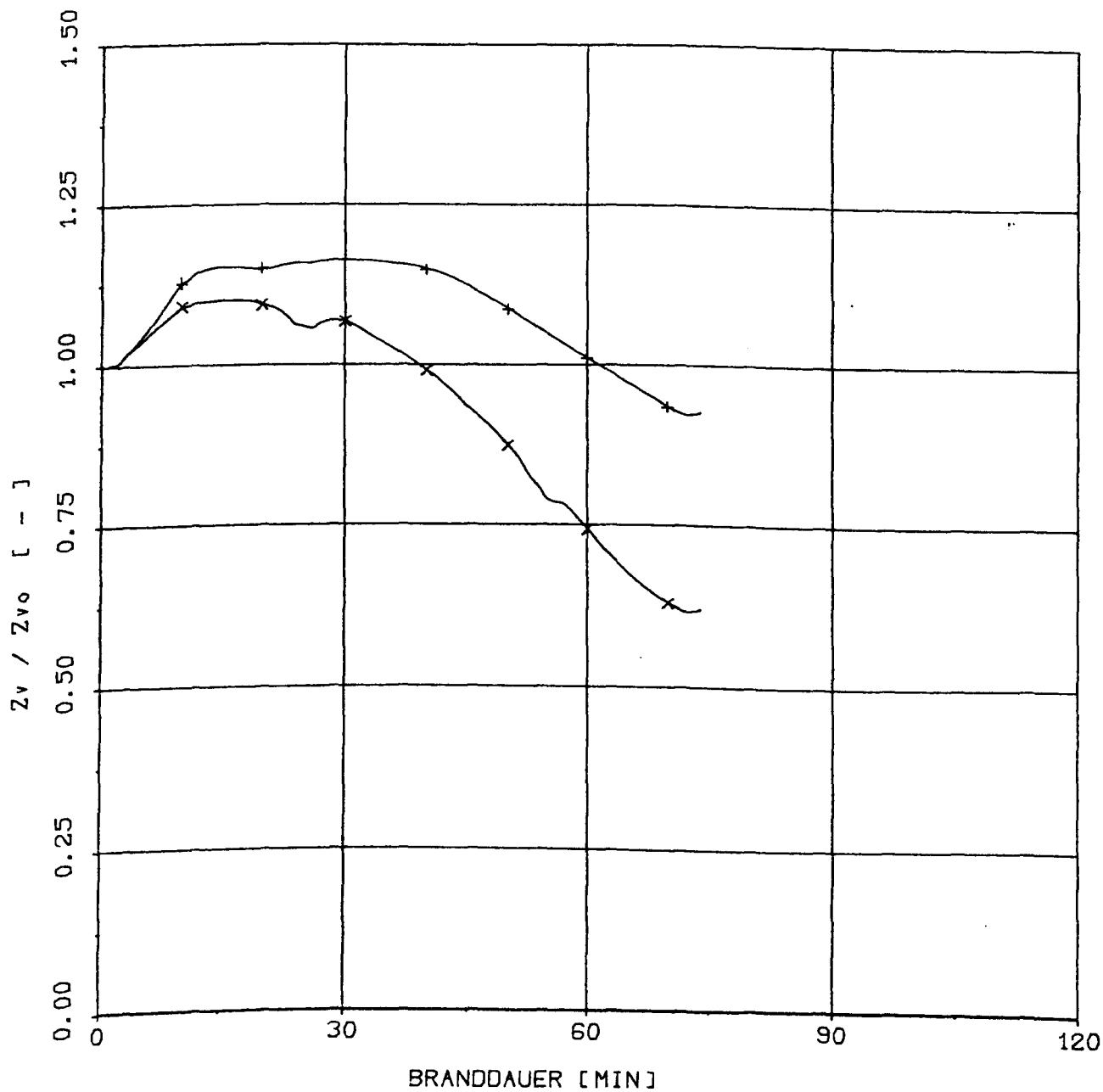
Anlage 20

VOV

VERSUCH 2
VERÄNDERUNG DER VORSPANNKRAFT

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
Einzellast in Feldmitte

+ = SPANNGLIED 1
x = SPANNGLIED 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 21

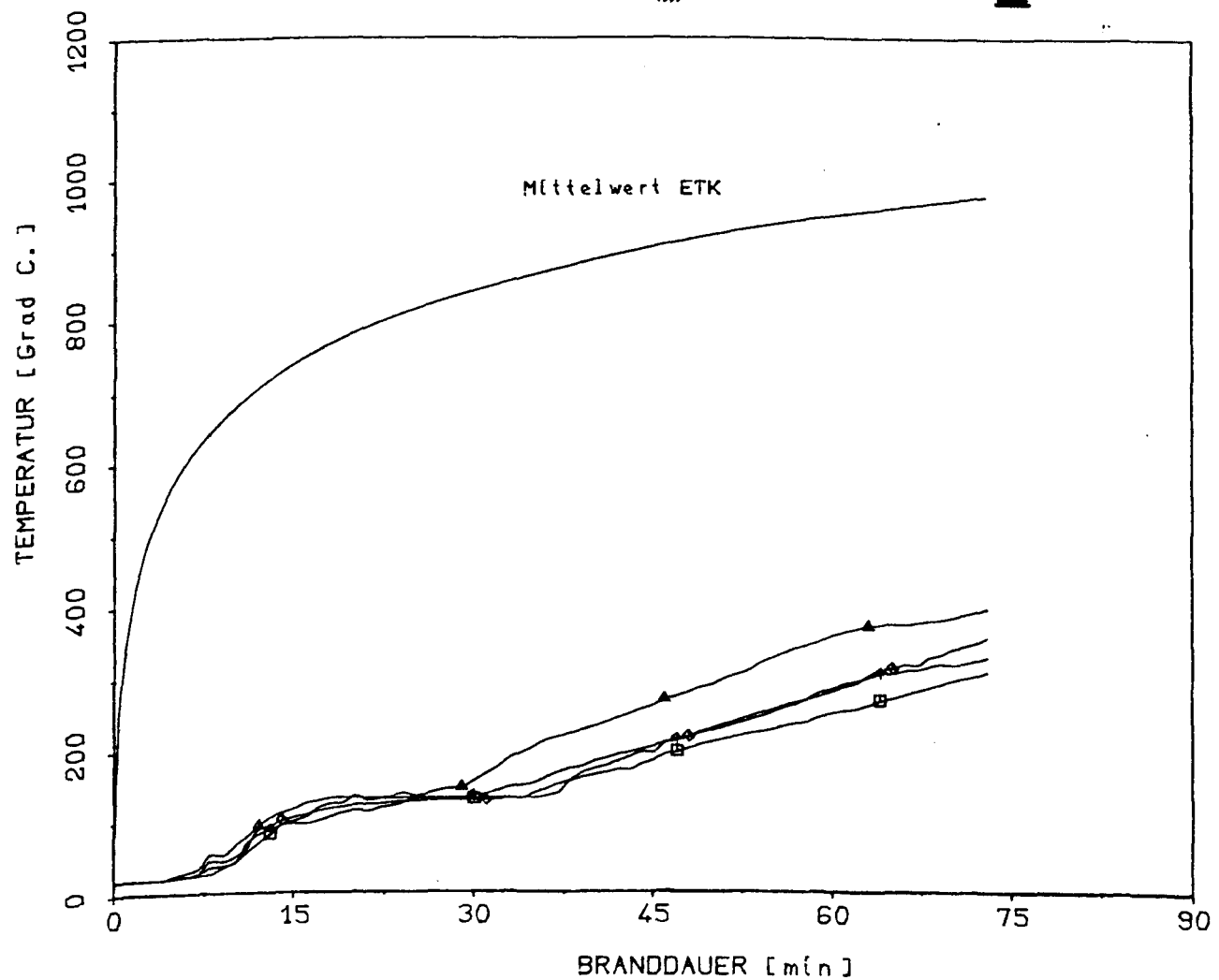
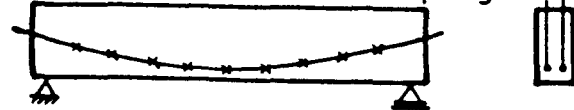
VOV

VERSUCH 2
TEMPERATUREN SPANNGLIED 1

$b/d/R = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
Einzellast in Feldmitte

□ = Messtelle 140
△ = Messtelle 240
◇ = Messtelle 290
+ = Messtelle 390

MST 90 190 240 340 440 Spannglied 2
MST 40 140 240 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 22

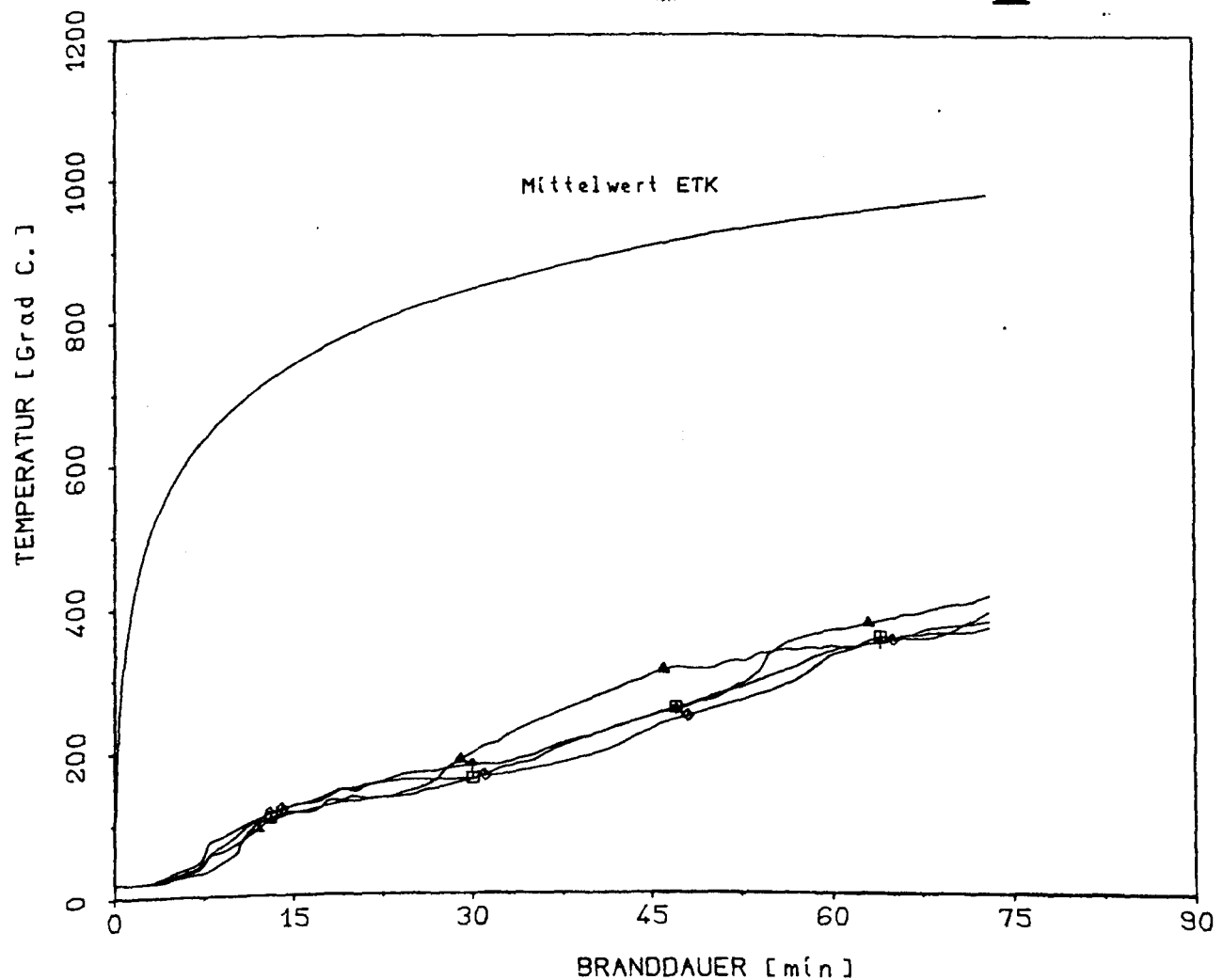
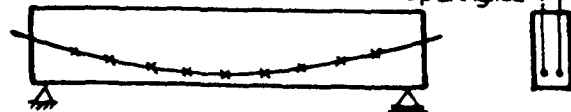
VOV

VERSUCH 2
TEMPERATUREN SPANNGLIED 2

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
Einzellast in Feldmitte

□ = Messstelle 90
△ = Messstelle 190
◇ = Messstelle 240
† = Messstelle 340

MST 90 190 240 340 Spannglied 2
MST 40 140 240 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

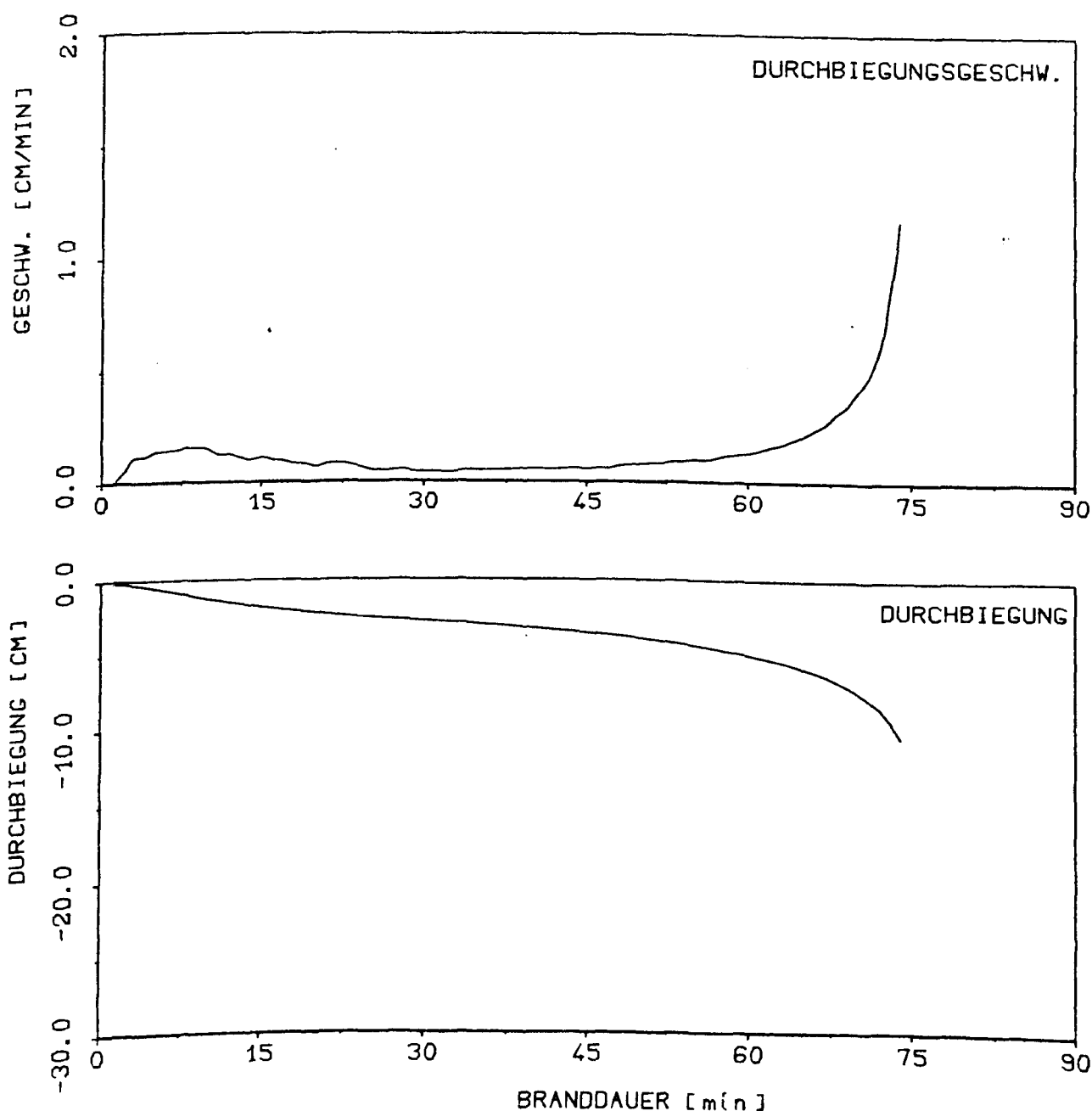
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 23

VOV

VERSUCH 2
MITTENDURCHBIEGUNG

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
Einzellast in Feldmitte



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

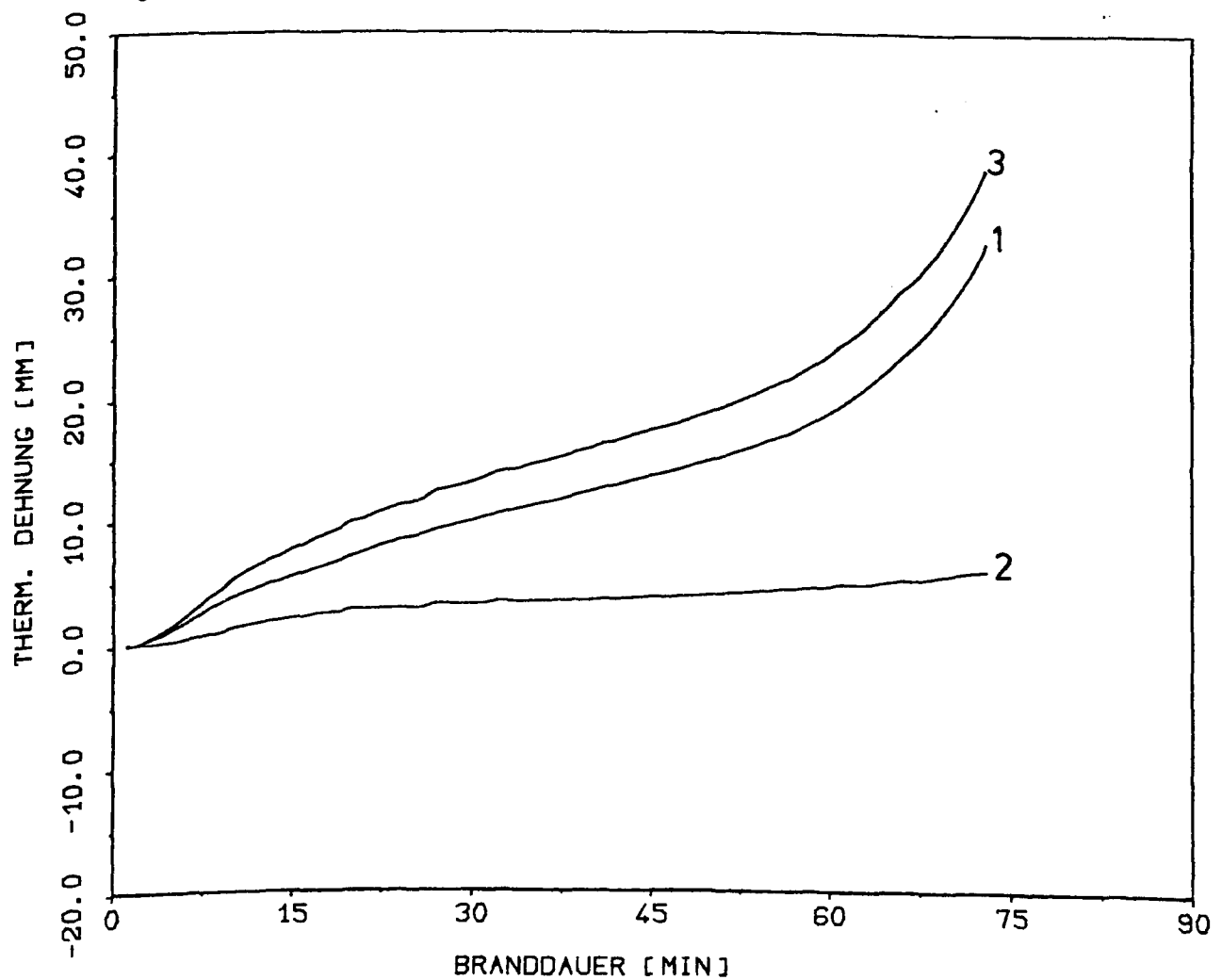
Anlage 24

VOV

VERSUCH 2
THERM. DEHNUNG

$b/d/h = 20/40/33.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
Einzellast in Feldmitte

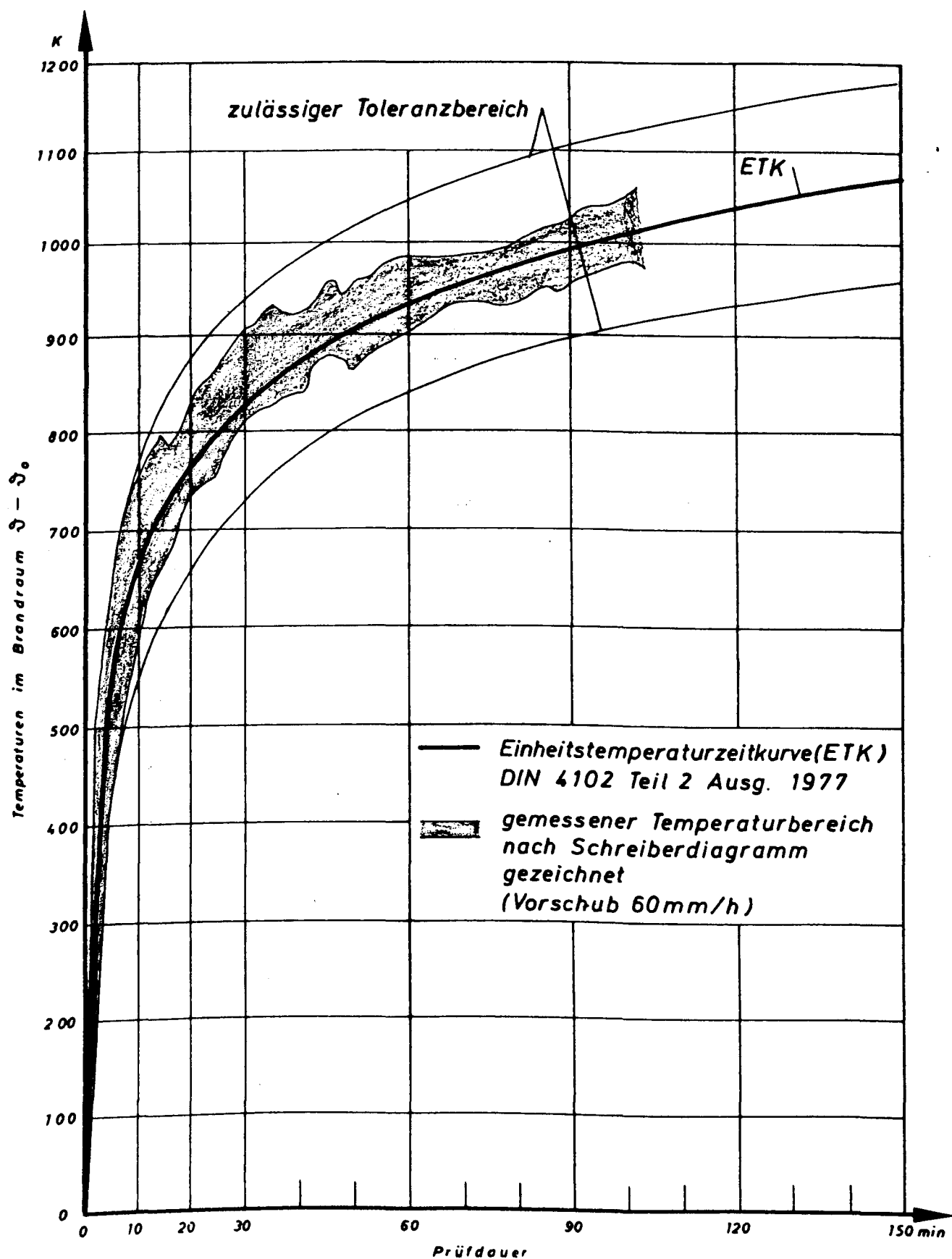
1 VERSCHIEBLICHES AUFLAGER
2 UNVERSCHIEBLICHES AUFLAGER
3 = 1 + 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 25



Ausgangstemperatur
bei Prüfbeginn 20 °C

VERSUCH VOV-3

Temperaturen im Brandraum

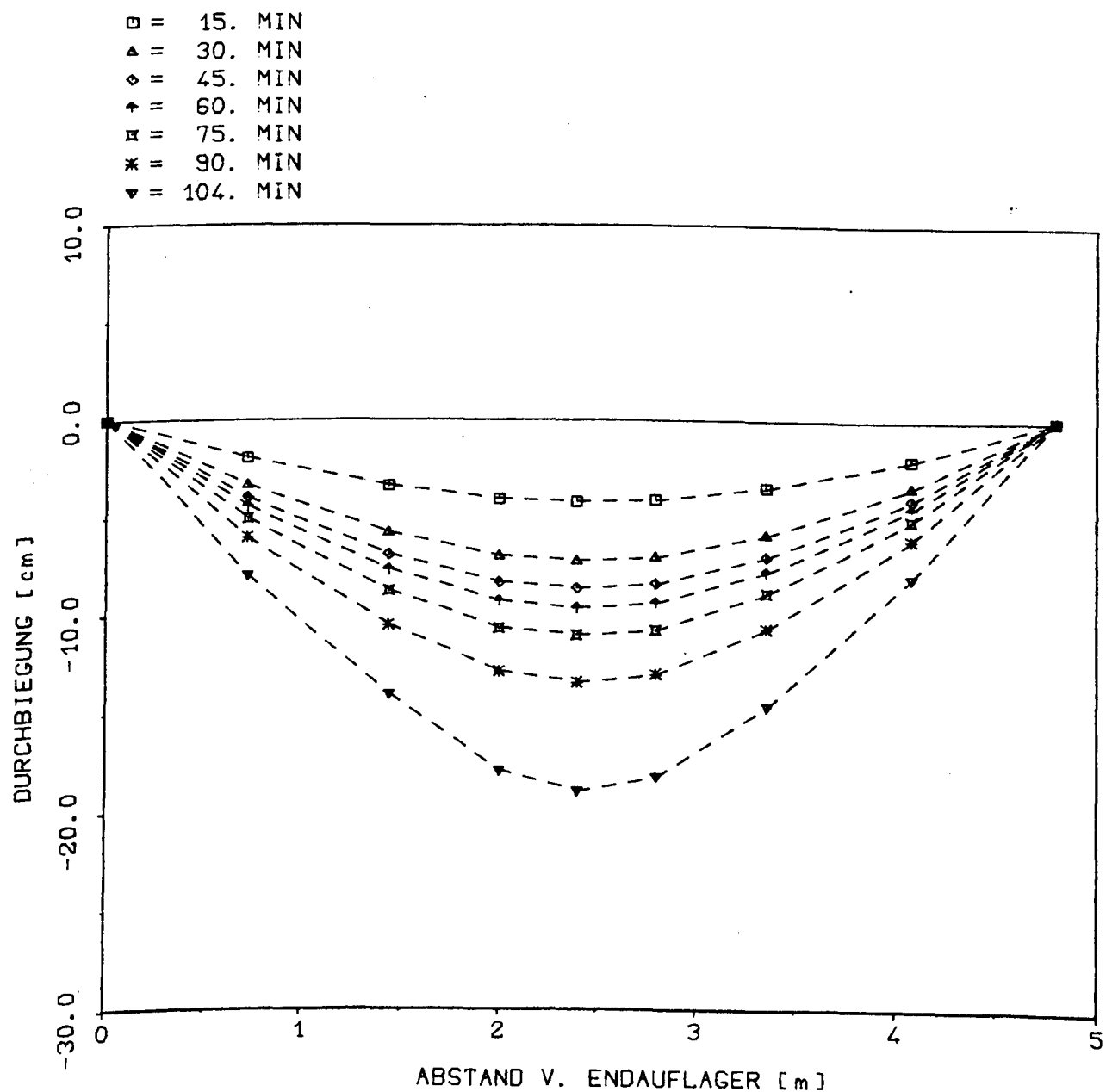
Anlage 26

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

VOV

VERSUCH 3
DURCHBIEGUNGSVERLAEUFE

$b/d/h = 40/20/13.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

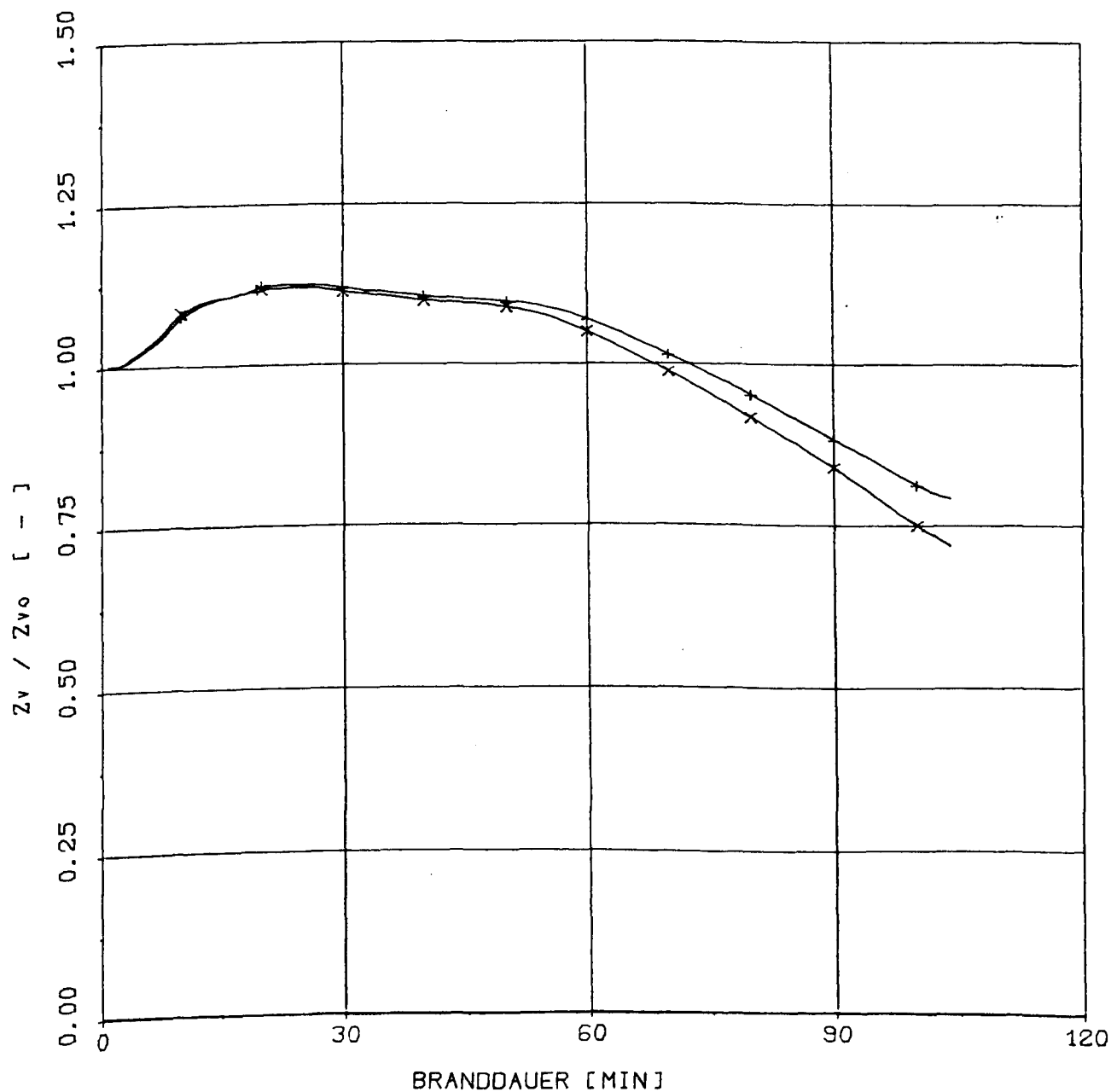
Anlage 27

VOV

VERSUCH 3
VERÄNDERUNG DER VORSPANNKRAFT

$b/d/h = 40/20/13.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

+ = SPANNGLIED 1
x = SPANNGLIED 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

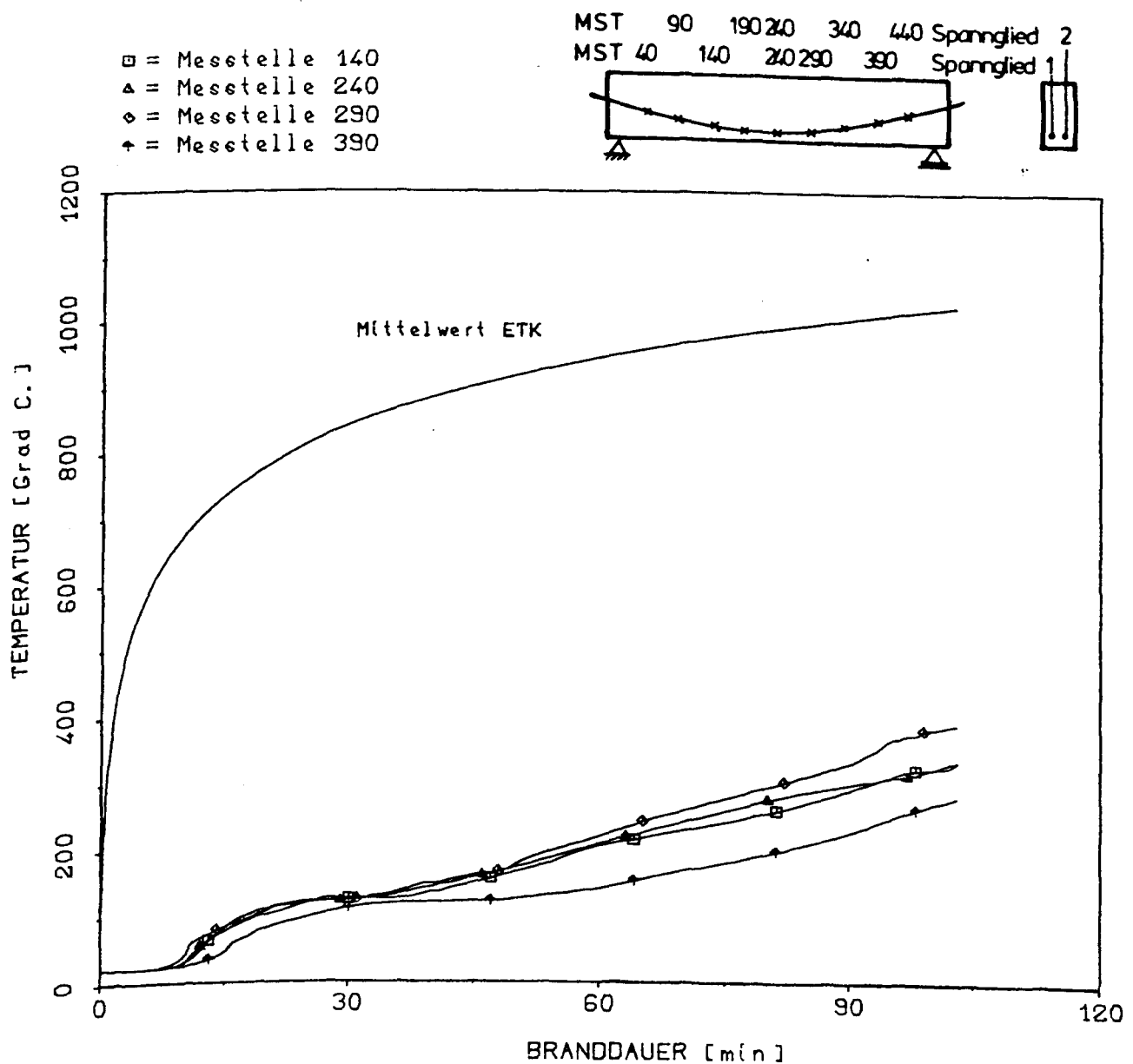
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 28

VOV

VERSUCH 3
TEMPERATUREN SPANNGLIED 1

$b/d/h = 40/20/13.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 29

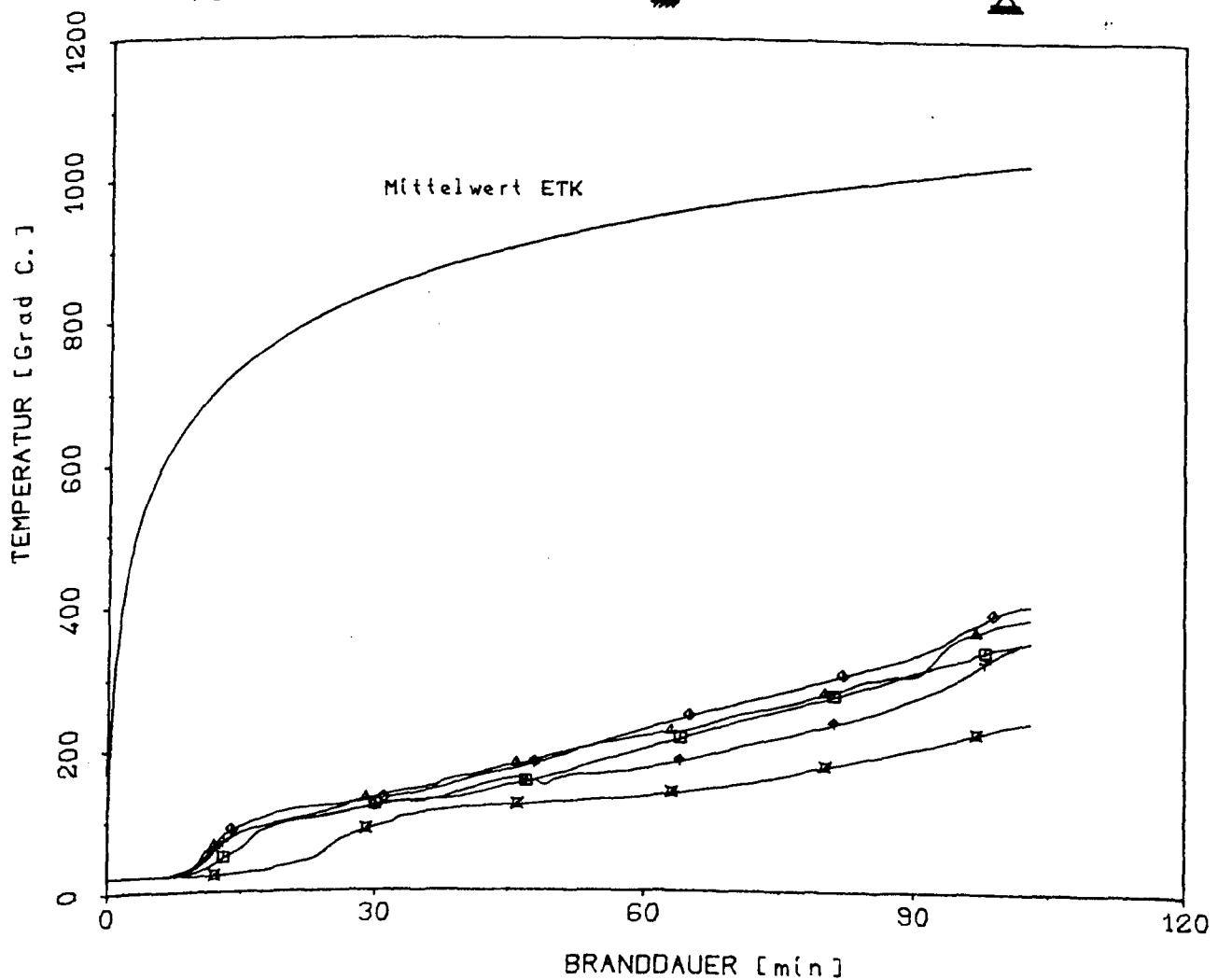
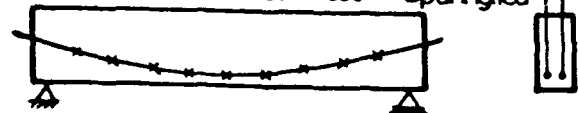
VOV

VERSUCH 3
TEMPERATUREN SPANNGLIED 2

$b/d/h = 40/20/13.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

□ = Messtelle 90
△ = Messtelle 190
◇ = Messtelle 240
† = Messtelle 340
⊠ = Messtelle 440

MST 90 190 240 340 440 Spannglied 2
MST 40 140 240 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

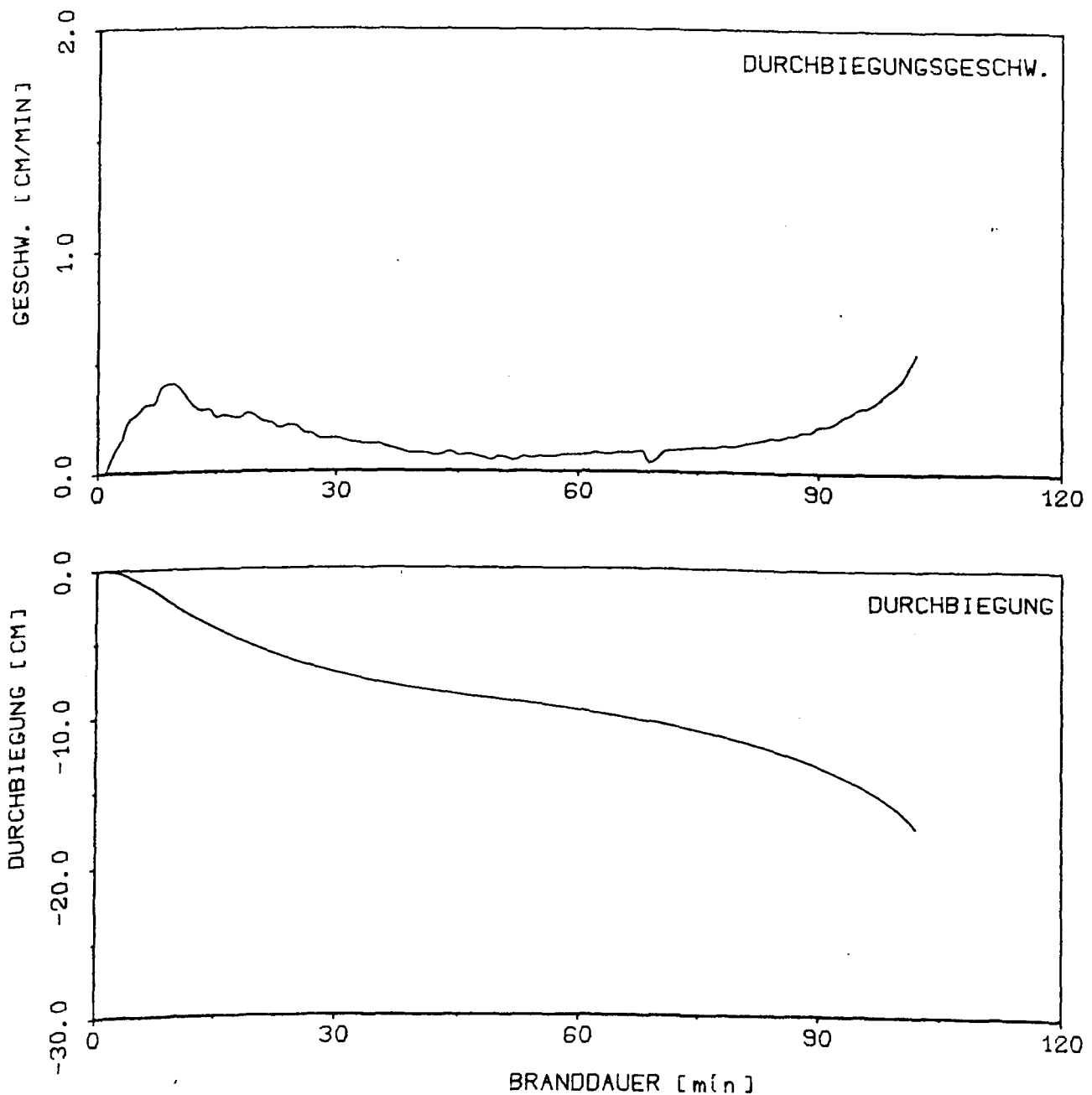
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 30

VOV

VERSUCH 3
MITTENDURCHBIEGUNG

$b/d/h = 40/20/13.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

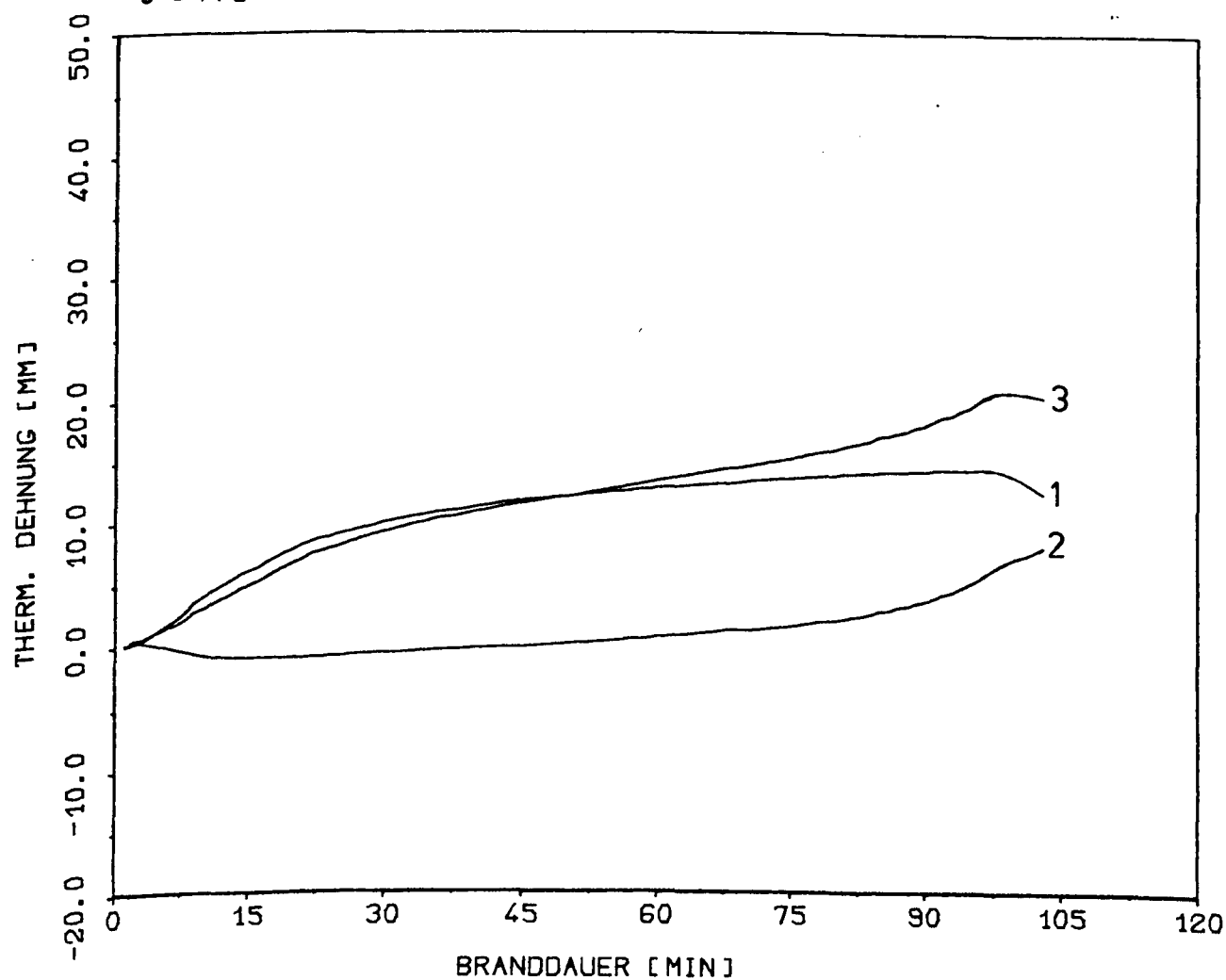
Anlage 31

VOV

VERSUCH 3
THERM. DEHNUNG

$b/d/h = 40/20/13.5 \text{ cm}$
B 45 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
4 Einzellasten

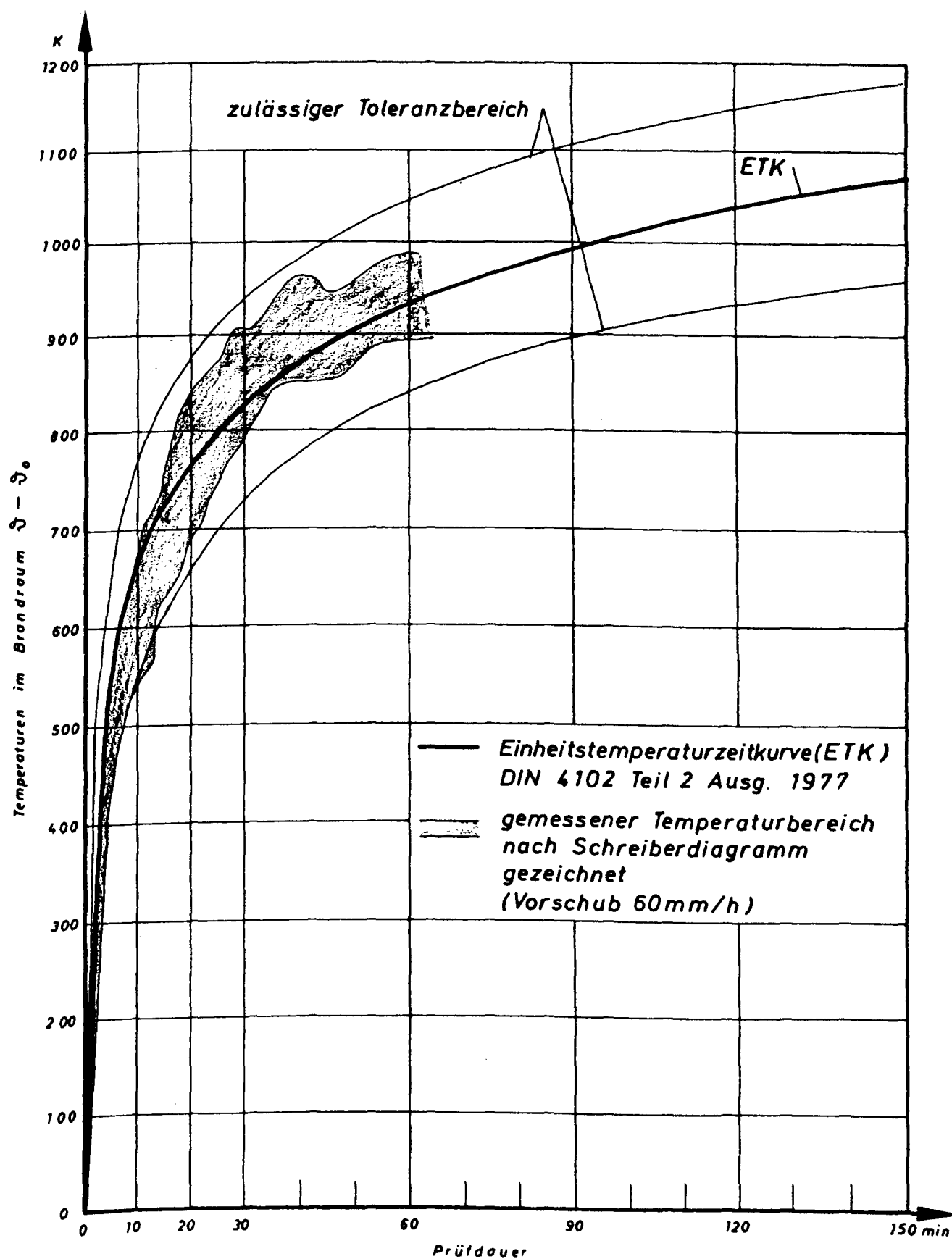
1 VERSCHIEBLICHES AUFLAGER
2 UNVERSCHIEBLICHES AUFLAGER
3 = 1 + 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 32



Temperatures im Brandraum

Anlage 33

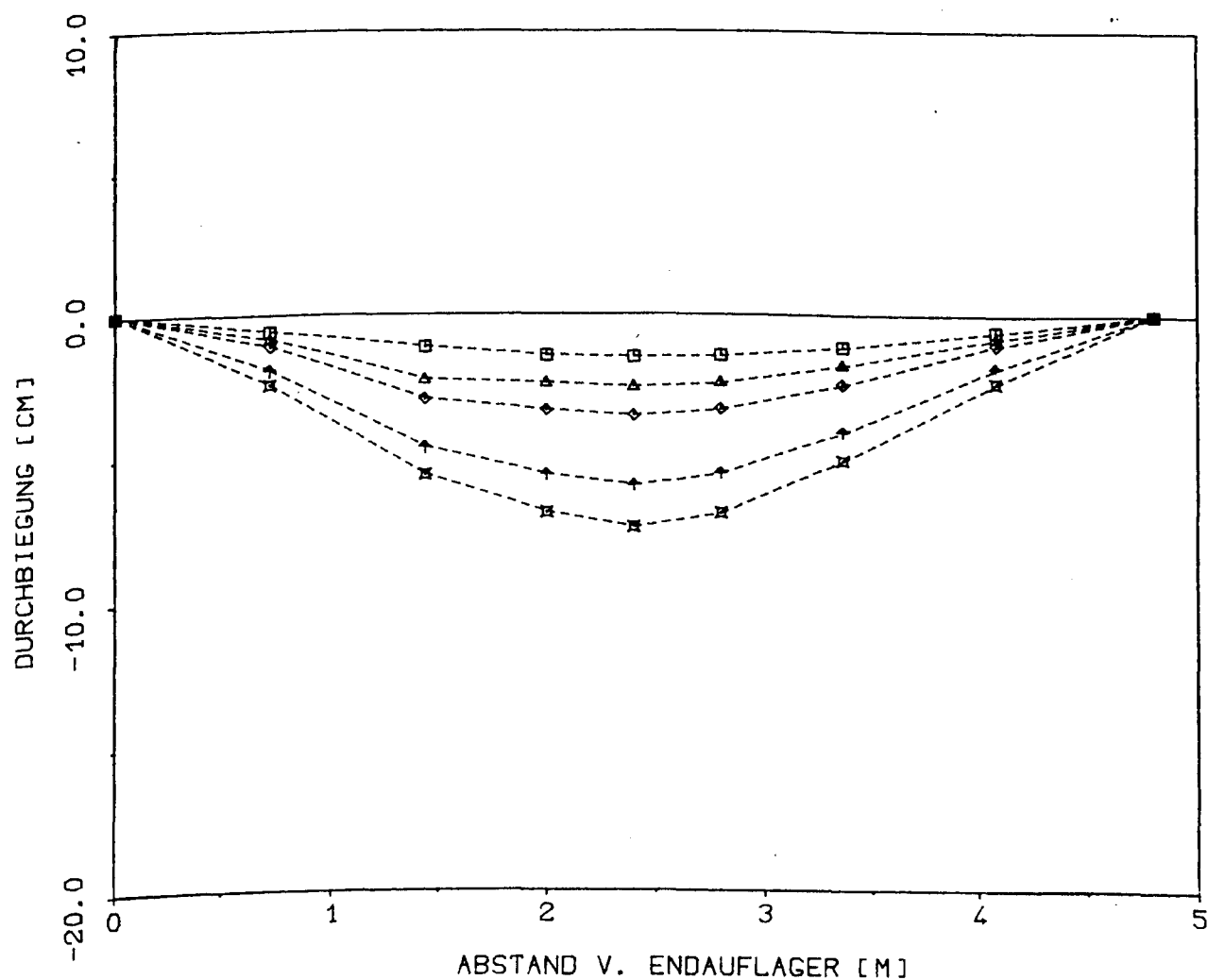
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

VOV

VERSUCH 4
DURCHBIEGUNGSVERLAEFUE

b/d/h = 20/40/33,5 cm
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder gerade
Einzellast (n Feldmitte)

□ = 15. MIN
△ = 30. MIN
◇ = 45. MIN
† = 60. MIN
⊠ = 63. MIN



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

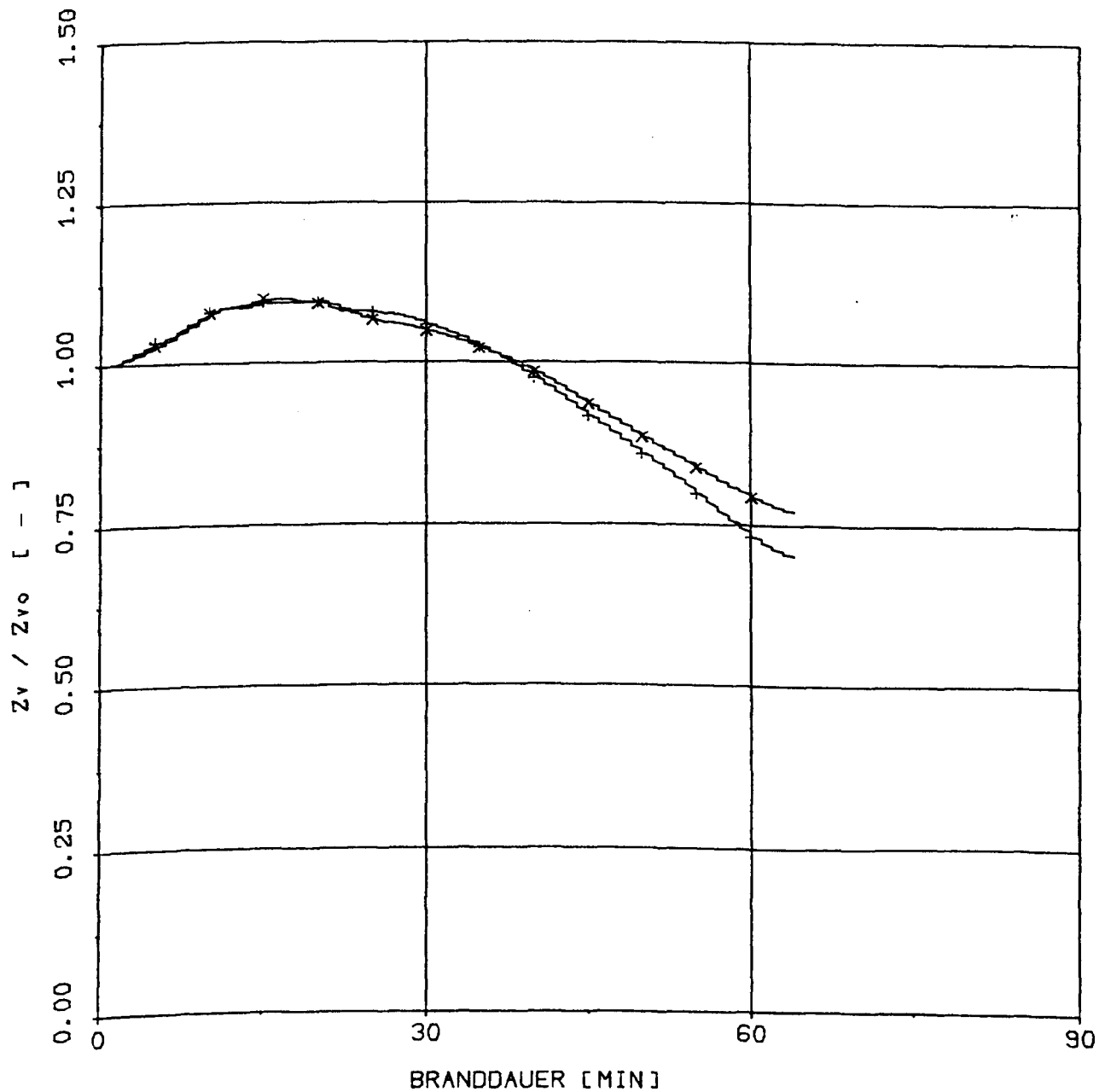
Anlage 34

VOV

VERSUCH 4
VERÄNDERUNG DER VORSPANNKRAFT

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder gerade
Einzellast in Feldmitte

+ = SPANNGLIED 1
x = SPANNGLIED 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 35

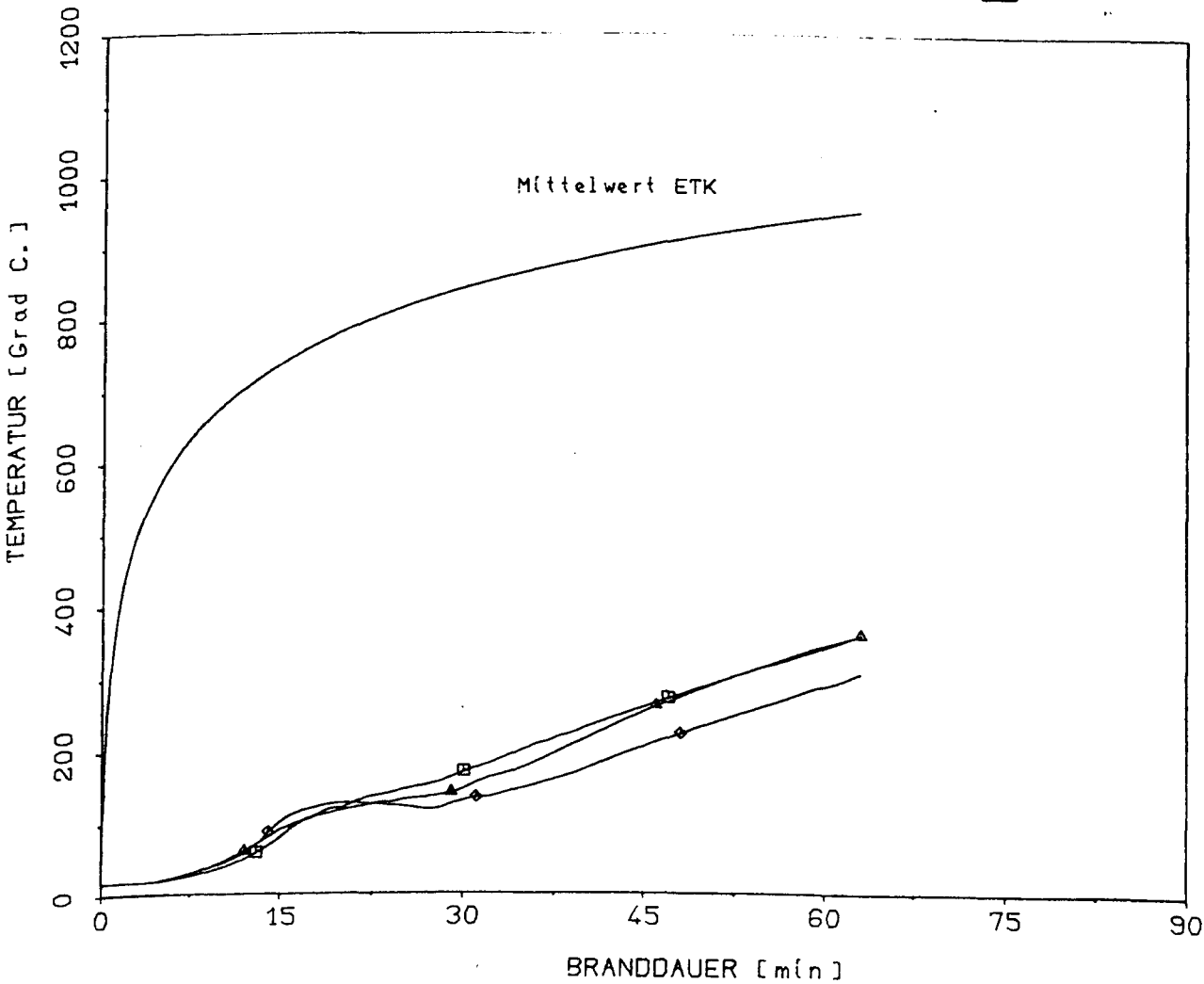
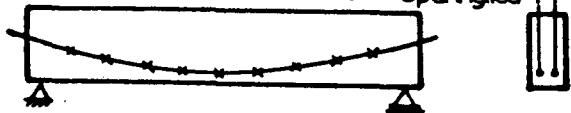
VOV

VERSUCH 4
TEMPERATUREN SPANNGLIED 1

b/d/h = 20/40/33,5 cm
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder gerade
Einzellast in Feldmitte

□ = Messtelle 90
△ = Messtelle 165
◇ = Messtelle 240

MST 90 190 240 340 440 Spannglied 2
MST 40 140 240 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

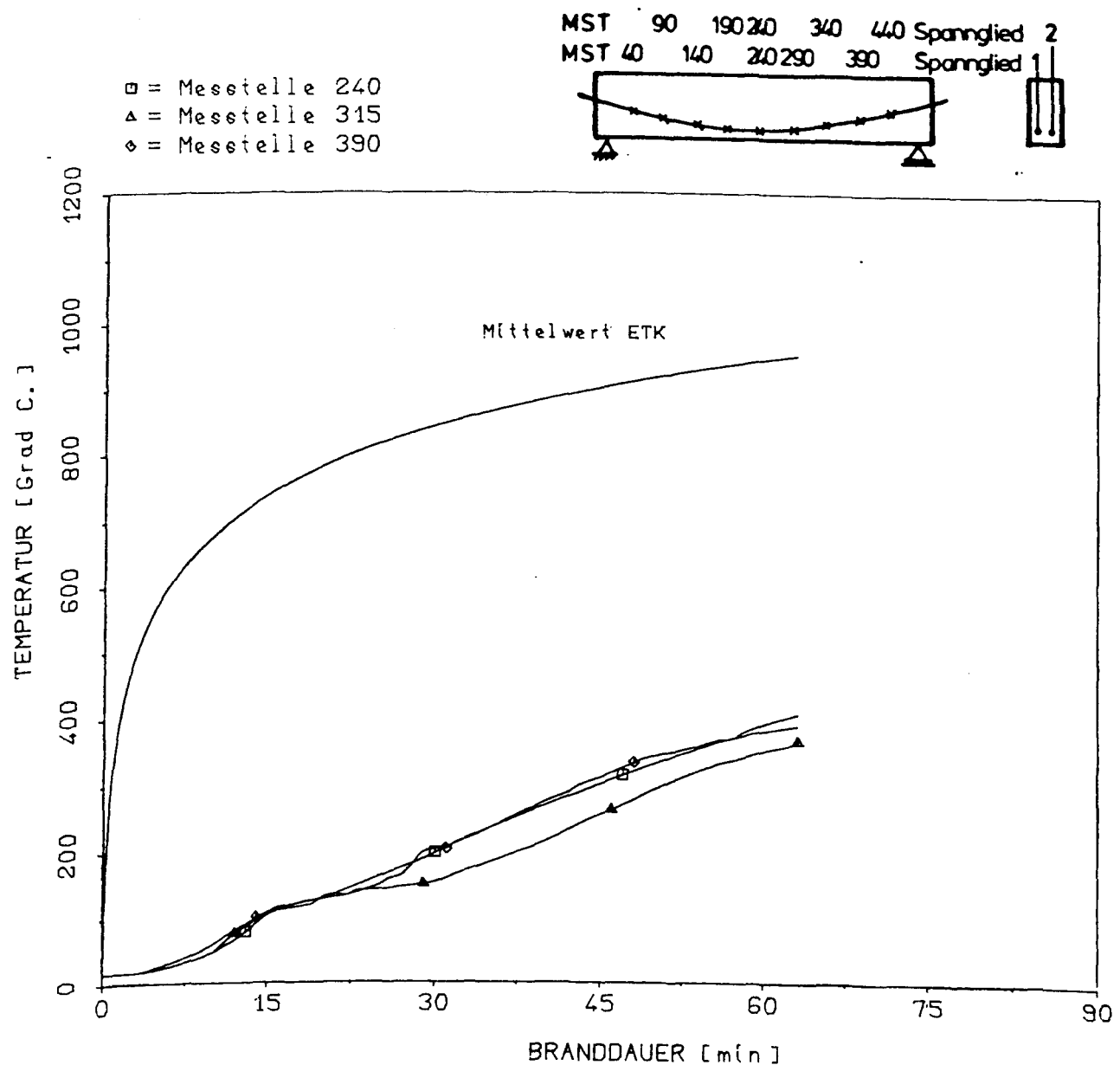
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 36

VOV

VERSUCH 4
TEMPERATUREN SPANNGLIED 2

b/d/h = 20/40/33,5 cm
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder gerade
Einzellast in Feldmitte



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

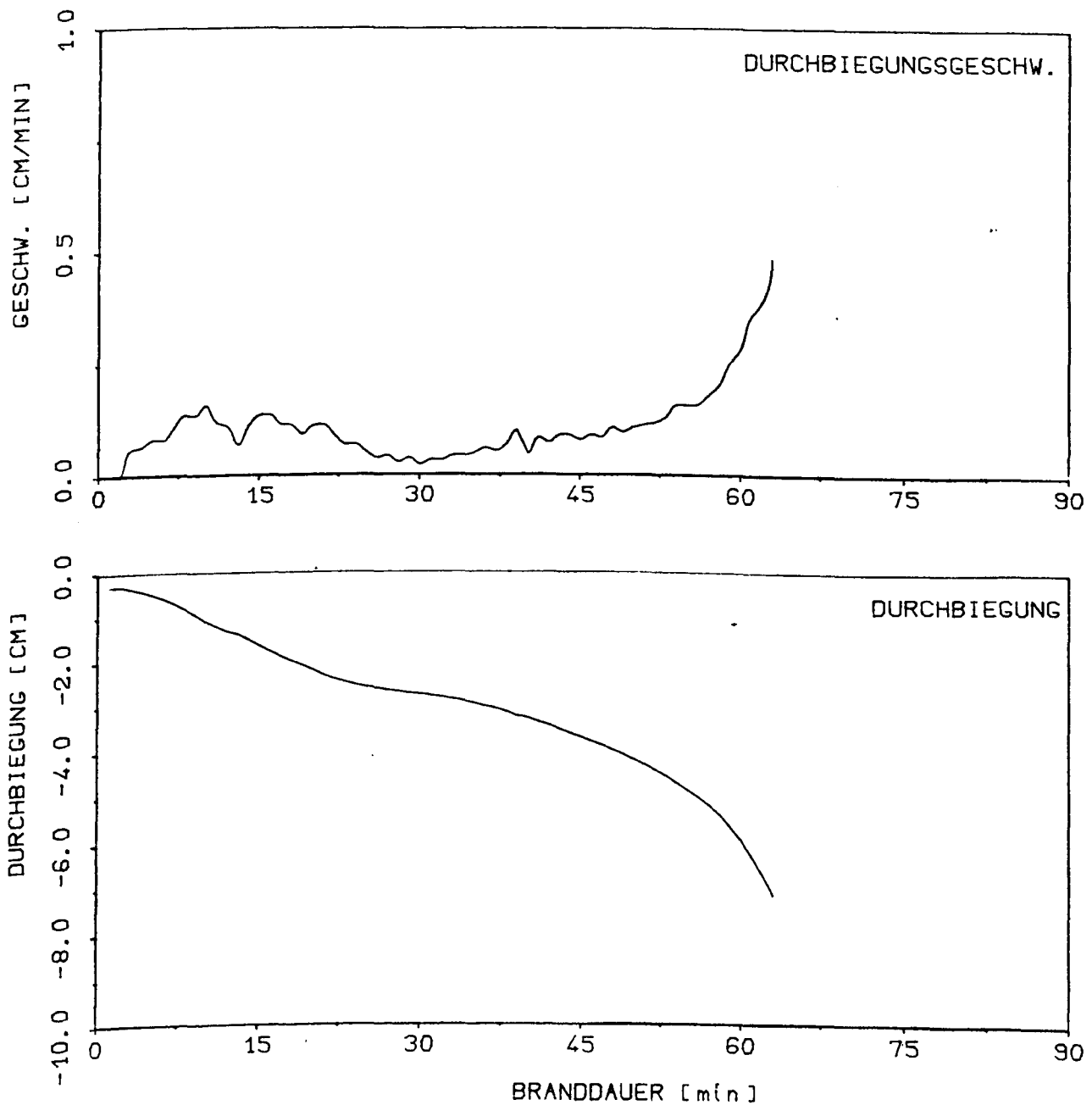
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 37

VOV

VERSUCH 4
MITTENDURCHBIEGUNG

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder gerade
Einzellast in Feldmitte



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 38

VOV

VERSUCH 4

THERM. DEHNUNG

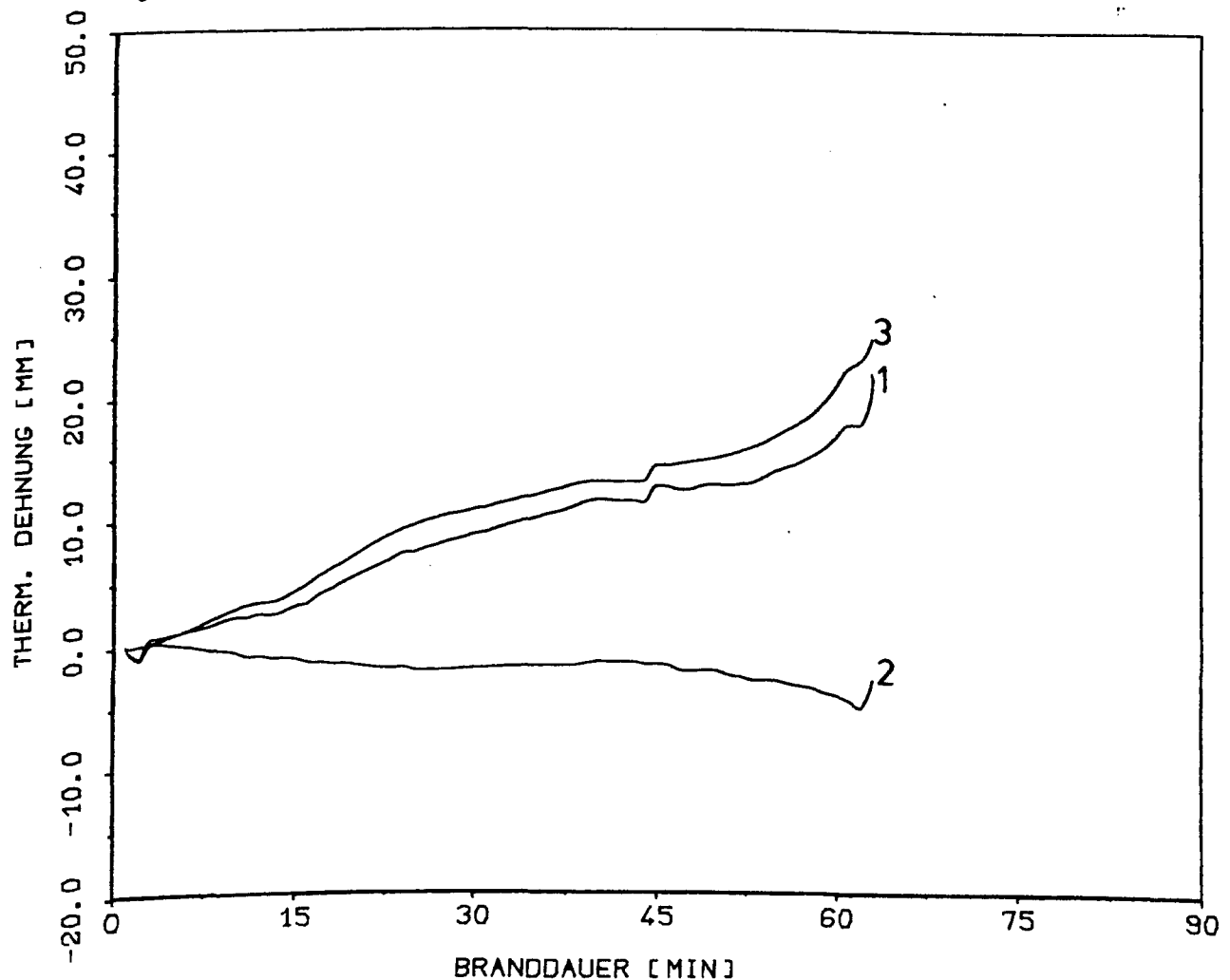
$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$

B 55 , St 1570/1770

Spannglieder gerade

Einzellast in Feldmitte

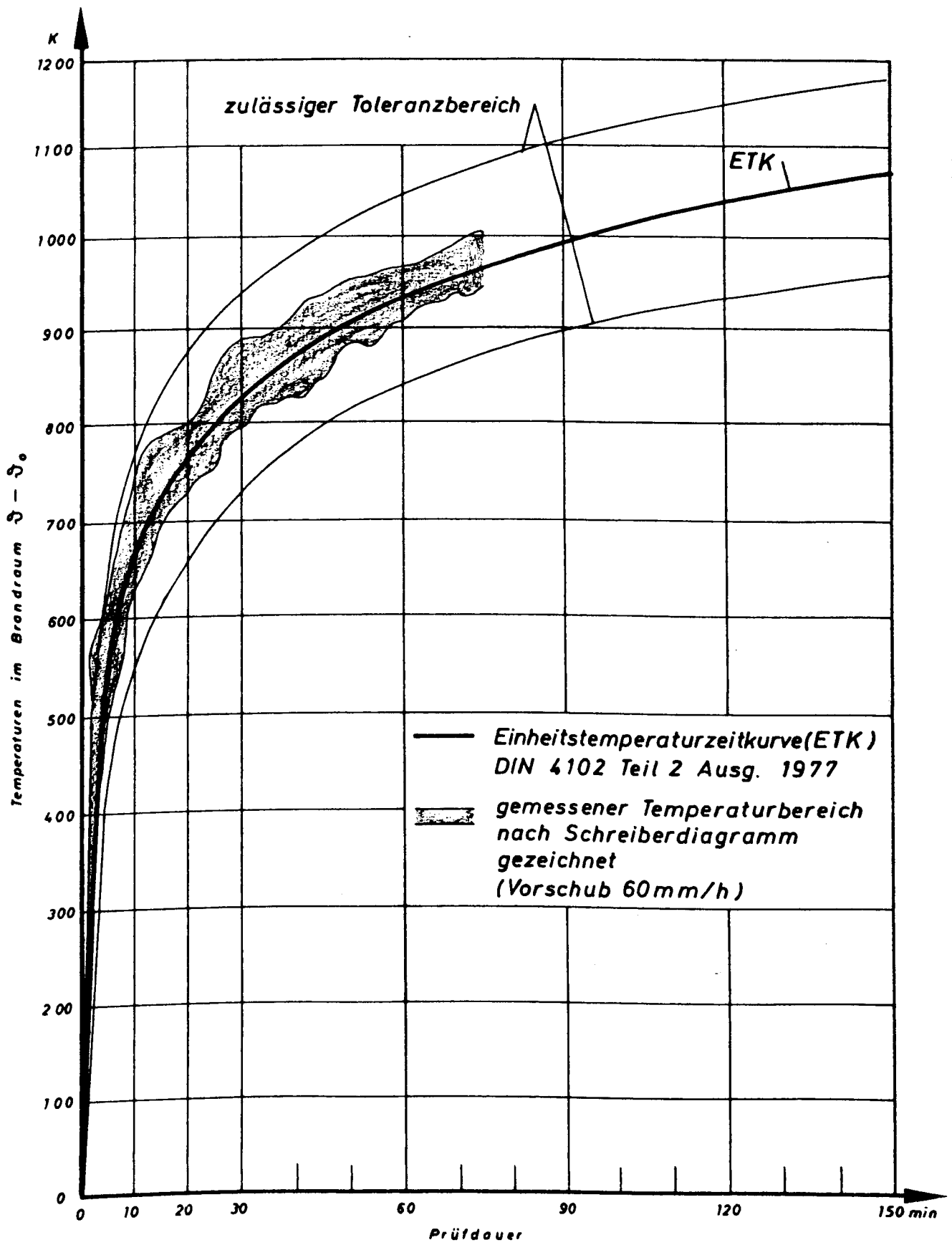
- 1 VERSCHIEBLICHES AUFLAGER
2 UNVERSCHIEBLICHES AUFLAGER
3 = 1+2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 39



Ausgangstemperatur
bei Prüfbeginn 20 °C

VERSUCH VOV-5

Temperaturen im Brandraum

Anlage 40

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

VOV

VERSUCH 5

DURCHBIEGUNGSVERLAUEFE

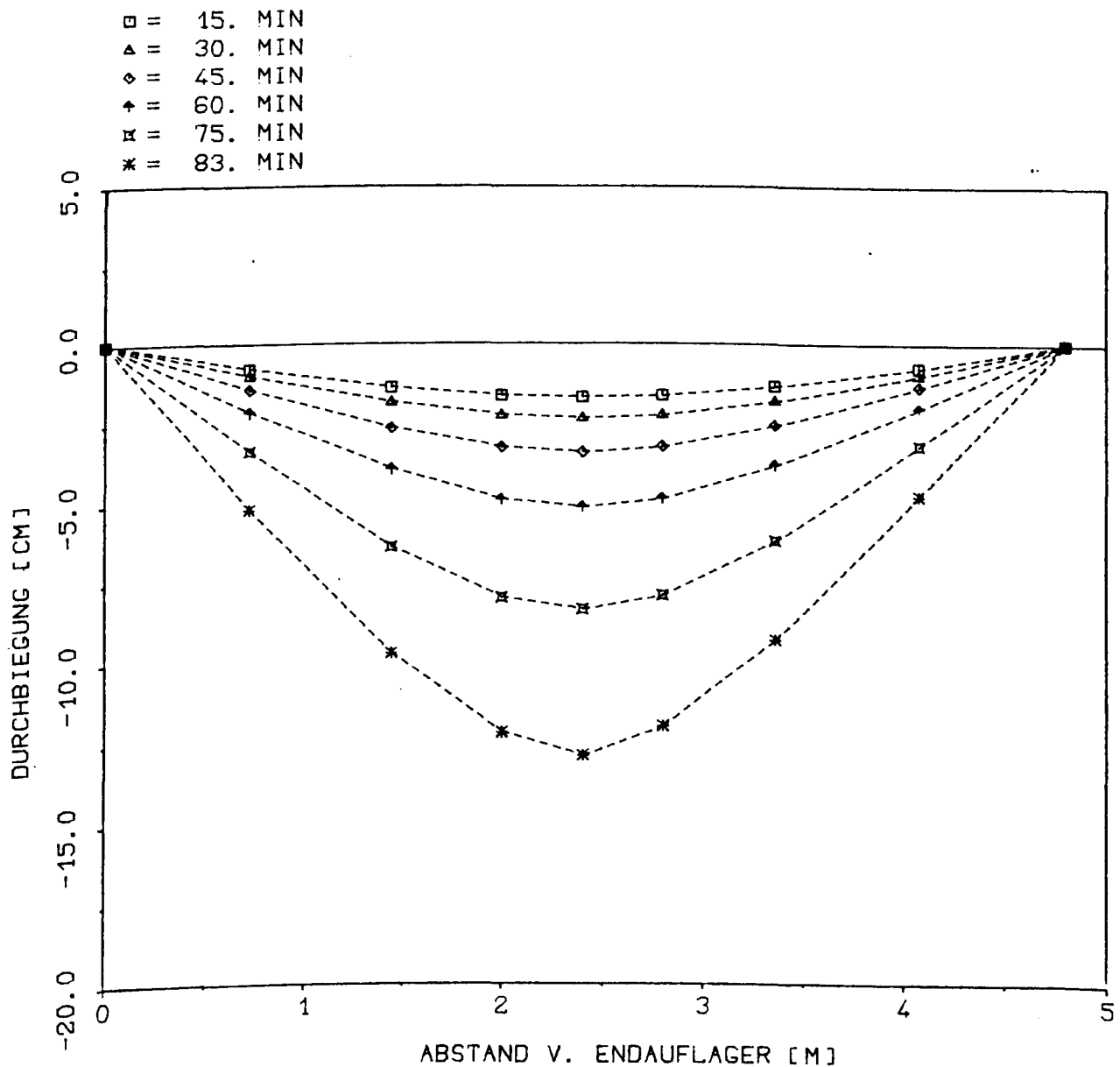
$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$

B 55 , St 1570/1770

Spannglieder parabolisch

BSt - Zulagebew. 2 Ø 14

Einzellast in Feldmitte



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

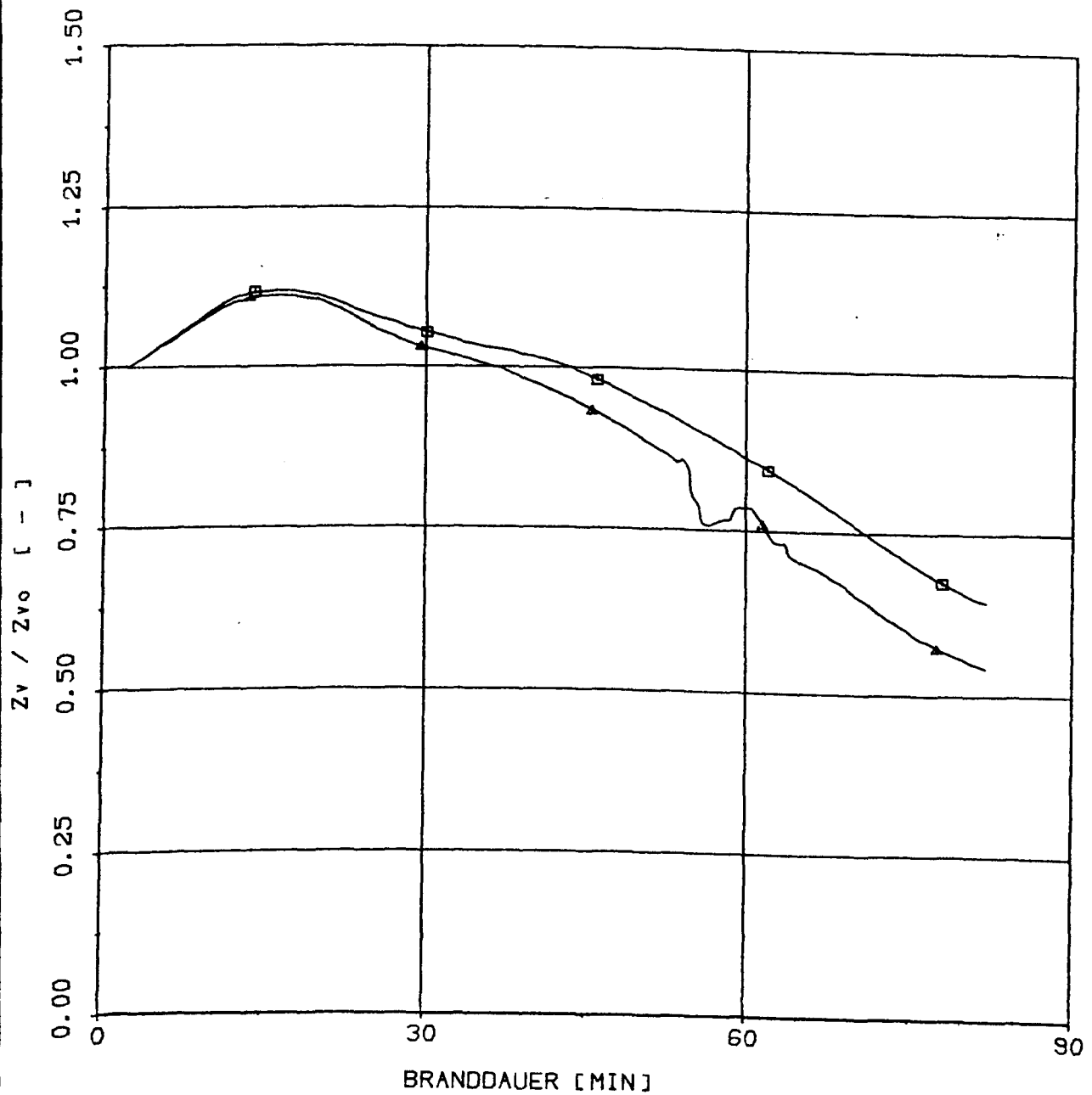
Anlage 41

VOV

VERSUCH 5
VERÄNDERUNG DER VORSPANNKRAFT

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
BSt - Zulagebew. 2 Ø 14
Einzellast (n Feldmitte

□ = SPANNGLIED 1
▲ = SPANNGLIED 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 42

V0V

VERSUCH 5
TEMPERATUREN SPANNGLIED 1

b/d/h = 20/40/33,5 cm

B 55 , St 1570/1770

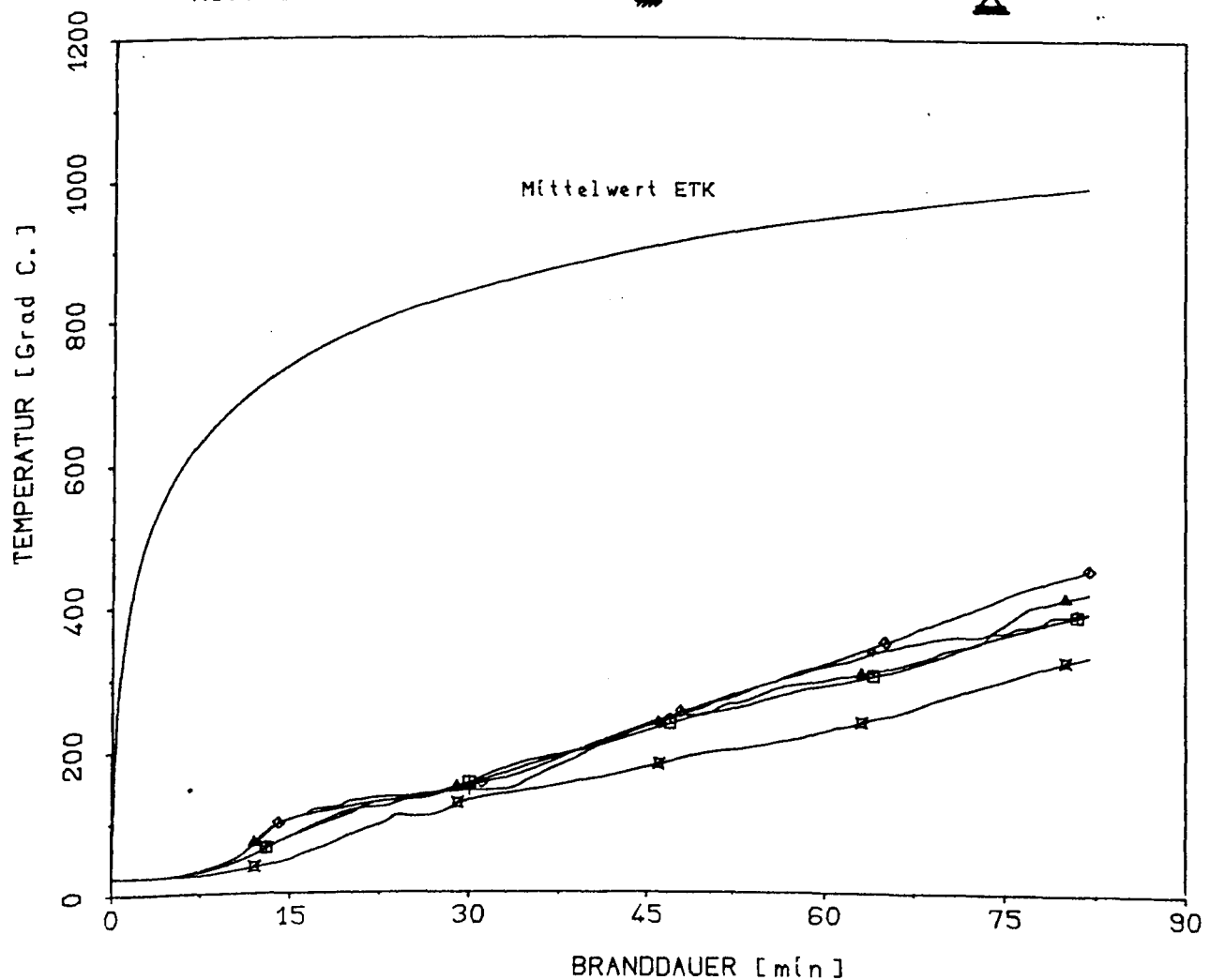
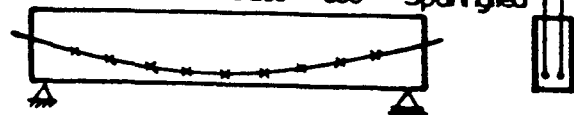
Spannglieder parabolisch

BSt - Zulagebew. 2 Ø 14

Einzellast in Feldmitte

□ = Mesestelle 90
△ = Mesestelle 190
◇ = Mesestelle 240
+ = Mesestelle 340
x = Mesestelle 440

MST 90 190 240 340 440 Spannglied 2
MST 40 140 240 290 390 Spannglied 1



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 43

VOV

VERSUCH 5

TEMPERATUREN SPANNGLIED 2

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$

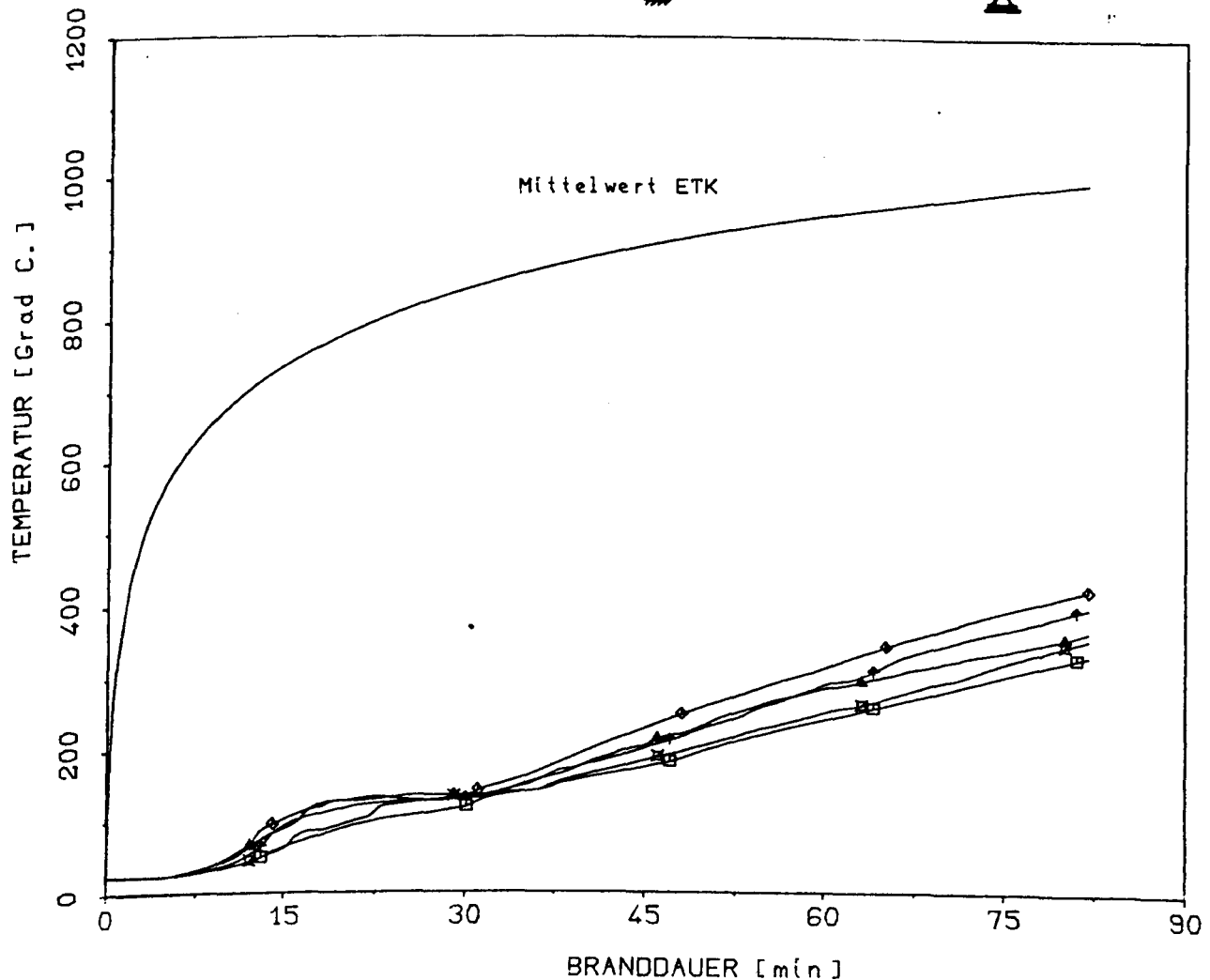
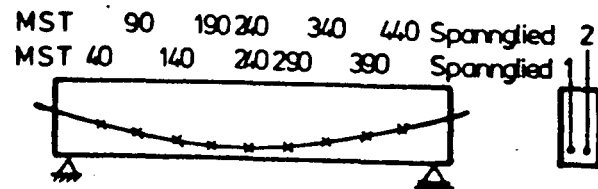
B 55 , St 1570/1770

Spannglieder parabolisch

BSt - Zulagebew. 2 $\varnothing 14$

Einzellast in Feldmitte

- = Messtelle 40
△ = Messtelle 140
◇ = Messtelle 240
+ = Messtelle 290
▣ = Messtelle 390



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

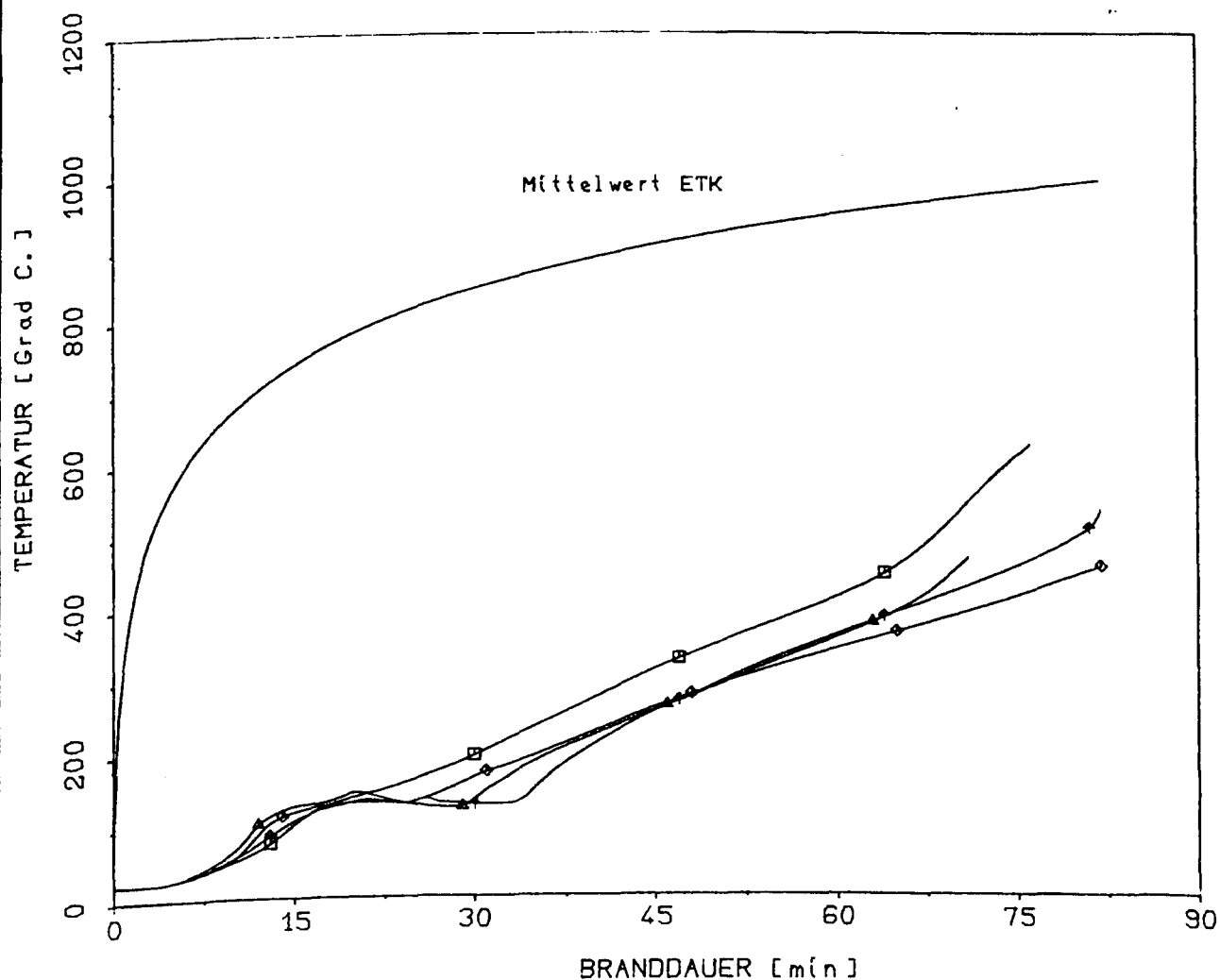
Anlage 44

VOV

VERSUCH 5
TEMPERATUREN ZULAGEBEWEHRUNG

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
BSt - Zulagebew. 2 Ø 14
Einzellast in Feldmitte

□ = Mesestelle 33
△ = Mesestelle 35
◇ = Mesestelle 37
✦ = Mesestelle 39



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

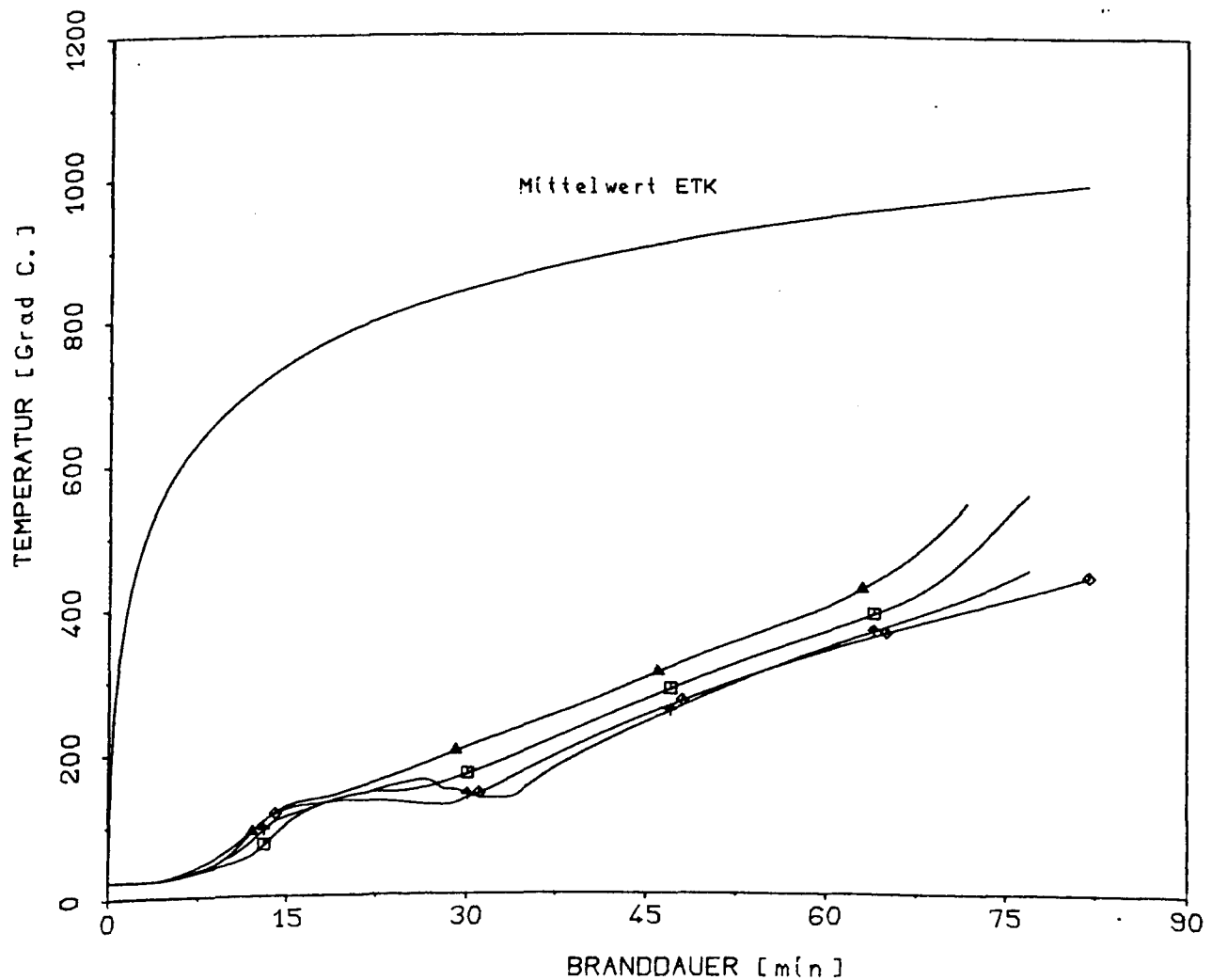
Anlage 45

VOV

VERSUCH 5
TEMPERATUREN ZULAGEBEWEHRUNG

$b/d/h = 20/40/33,5$ cm
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
BSt - Zulagebew. 2 Ø 14
Einzellast in Feldmitte

□ = Mesetelle 34
△ = Mesetelle 36
◇ = Mesetelle 38
† = Mesetelle 40



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

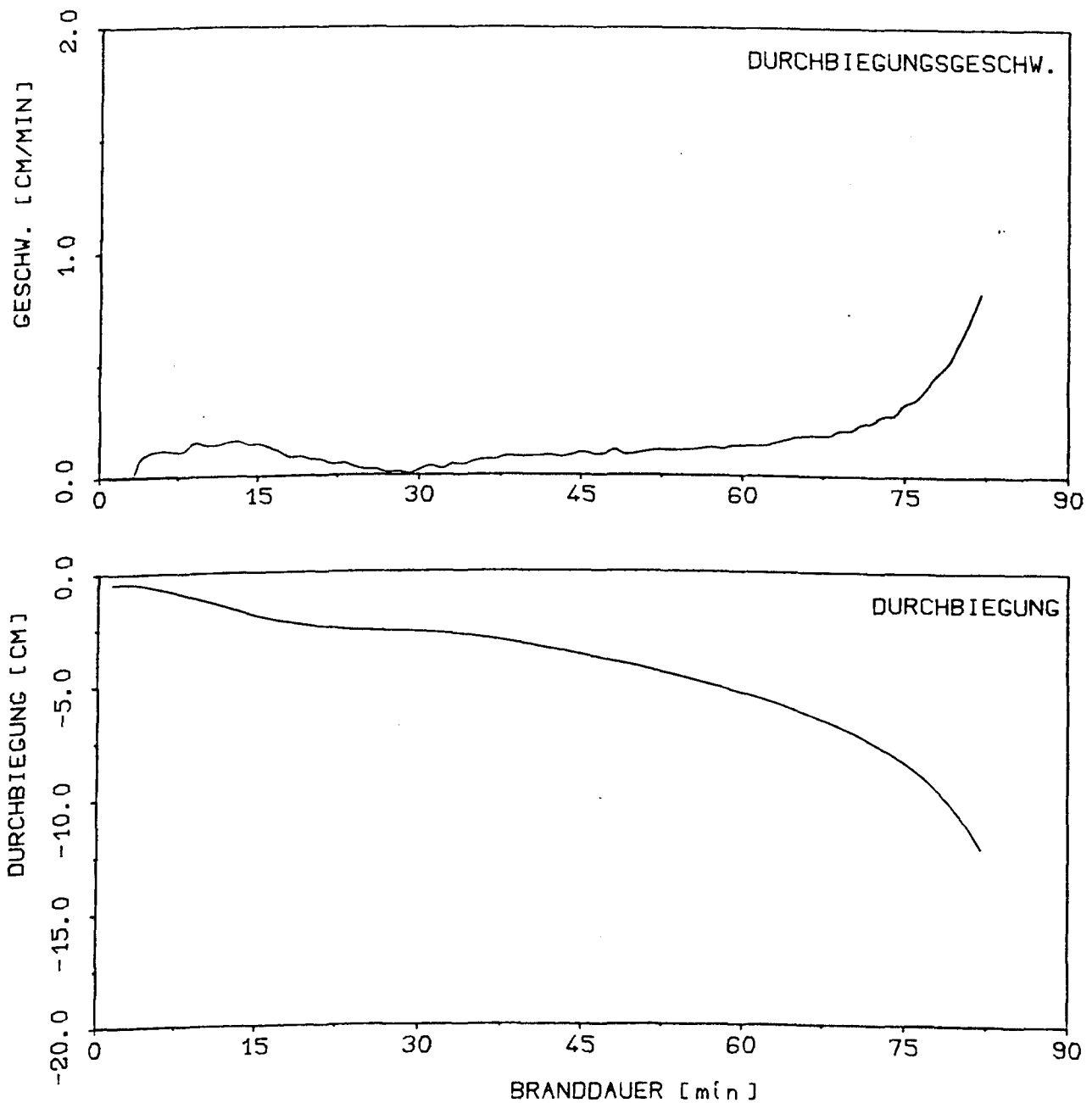
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 46

VOV

VERSUCH 5
MITTENDURCHBIEGUNG

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
BSt - Zulagebew. 2 Ø 14
Einzellast in Feldmitte



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

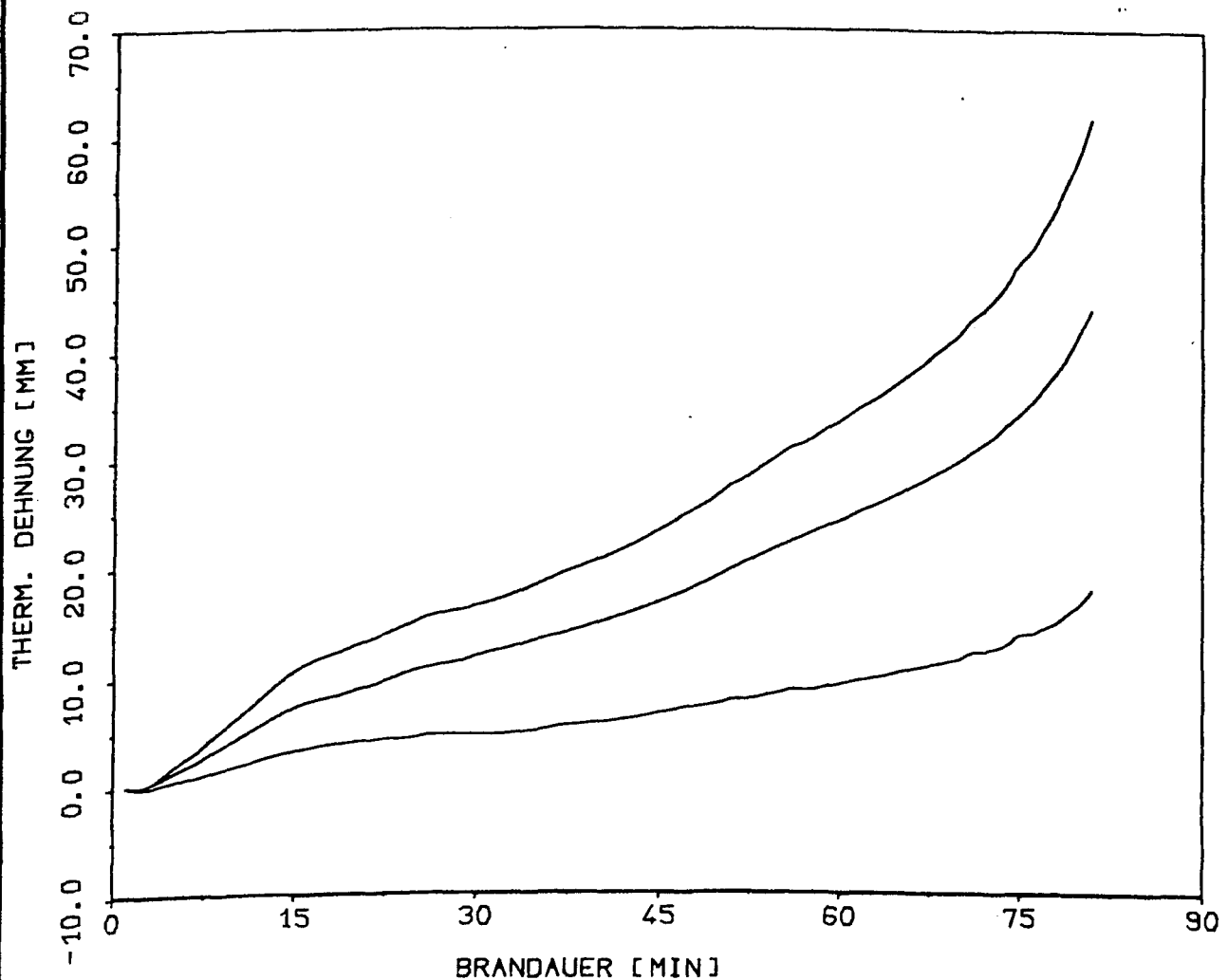
Anlage 47

VOV

VERSUCH 5
THERM. DEHNUNG

$b/d/h = 20/40/33,5 \text{ cm}$
B 55 , St 1570/1770
Spannglieder parabolisch
BSt - Zulagebew. 2 \varnothing 14
Einzellast in Feldmitte

- 1 VERSCHIEBLICHES AUFLAGER
2 UNVERSCHIEBLICHES AUFLAGER
3 = 1 + 2



VORSPANNUNG OHNE VERBUND IM BRANDFALL

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Technische Universität Braunschweig
Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Anlage 48